



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



PROYECTO DE INVESTIGACION

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA
RIBEREÑA EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL
RIO PIURA TRAMO REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES
CASTILLA – PIURA 2019”**

PRESENTADA POR:

**Br. JHONNY DANIEL SÁNCHEZ HUAMÁN
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**LINEA DE INVESTIGACION: INGENIERÍA CIVIL, ARQUITECTURA Y
URBANISMO.**

SUB LÍNEA DE INVESTIGACIÓN: ESTRUCTURAS

Piura, Perú

2019



UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA RIBEREÑA EN LA MARGEN
IZQUIERDA DEL RIO PIURA TRAMO REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE
CACERES CASTILLA – PIURA 2019”**

Los que suscriben el presente documento declaran que el Presente Trabajo de Investigación es original en su contenido y forma

Bach. Jhonny Daniel Sánchez Huamán
EJECUTOR DEL PROYECTO

Mg. Ing. Carlos Javier. Silva Castillo
ASESOR DEL PROYECTO



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

DECLARACION JURADA

DE ORIGINALIDAD DE TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

Yo: **Jhonny Daniel Sánchez Huamán** identificado con DNI N° 47834395, en la condición de egresado, de la Facultad de **Ingeniería Civil**, Escuela Profesional de **Ingeniería Civil** y domicilio en **A.H. La Primavera calle Los Jazmines Mz N Lt 8 II Etapa**, Distrito de **Castilla**, Provincia de **Piura** y Departamento de **Piura**, con Celular N° 975820571 Email: johnnsanchez716@gmail.com .

DECLARO BAJO JURAMENTO: que el trabajo de investigación que presento a la Oficina Central de Investigación (OCIN), es original, no siendo copia parcial ni total de un trabajo de investigación desarrollado, y/o realizado en el Perú o en el Extranjero, en caso de resultar falsa la información que proporcione, me sujeto a los alcances de lo establecido en el Art. N° 411, del código Penal concordante con el Art. 32° de la Ley N° 27444, y Ley del Procedimiento Administrativo General y las Normas Legales de Protección a los Derechos de Autor.

En fe de lo cual firmo la presente.

Piura, Agosto del 2019




DNI N° 47834395

Artículo 411.- El que, en un procedimiento administrativo, hace una falsa declaración en relación con hechos o circunstancias que le corresponde probar, violando la presunción de veracidad establecida por ley, será reprimido con pena privativa de libertad no menor de uno ni mayor de cuatro años.
Art. 4. Inciso 4.12 del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales -RENATI Resolución de Consejo Directivo N° 033-2016-SUNEDU/CD



**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**

HOJA DE REGISTRO DE FIRMAS

Trabajo de investigación presentado como requisito para optar el título de INGENIERO CIVIL:

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE PIURA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**




**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA RIBEREÑA EN LA MARGEN
IZQUIERDA DEL RIO PIURA TRAMO REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE
CACERES CASTILLA – PIURA 2019”**

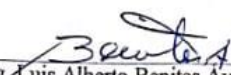
Línea de investigación: Ingeniería civil, arquitectura y urbanismo.

Sub Línea de investigación: Estructuras.

JURADOS:


Dr. Ing. Edwin Omar Vences Martínez
Presidente


Mg. Ing. Rosario Chumacero Cordova
Secretario


Ing. Luis Alberto Benites Avalos
Vocal



ACTA DE EVALUACIÓN DEL INFORME DE INVESTIGACIÓN

Los miembros del jurado calificador del informe de investigación denominado "DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA DEFENSA RIBEREÑA EN LA MARGEN IZQUIERDA DEL RIO PIURA TRAMO REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES CASTILLA-PIURA 2019", presentado por el bachiller SÁNCHEZ HUAMÁN JHONNY DANIEL, participantes del Programa de Actualización para Titulación Profesional en la Especialidad de Ingeniería Civil Versión XVII 2019, asesorado por la Mg. Ing. Carlos Javier Silva Castillo. Revisado y absueltas las observaciones formuladas por el jurado calificador, lo declaran:

Aprobado

Con la nota:

Dr. Ing. EDWIN OMAR VENCES MARTÍNEZ

16


Mg Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA

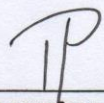
16

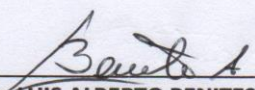
Ing. LUIS ALBERTO BENITES AVALOS

16

Piura, 15 de agosto de 2019


Dr. Ing. EDWIN OMAR VENCES MARTÍNEZ
PRESIDENTE-JURADO CALIFICADOR


Mg Ing. ROSARIO CHUMACERO CORDOVA
SECRETARIO-JURADO CALIFICADOR


Ing. LUIS ALBERTO BENITES AVALOS
VOCAL-JURADO CALIFICADOR



DEDICATORIA Y AGRADECIMIENTOS

A Dios

Por haberme dado Salud para poder llegar hasta acá y poder lograr mi objetivo.

A Mis Padres

Los amores en la vida vienen y van dentro de nuestra juventud, cada día descubrimos cosas nuevas que nos permiten aprender y ser mejores cada día, incluso podemos aprender de aquellos momentos que a plena vista parecen ser no tan buenos, pero lo que realmente podemos descubrir a través de la vida, es que hay pocas personas que en todo momento estarán a tu lado, personas que estarán a tu lado por consecuencia de ese afecto hacia ti y no por su interés.

De esto me pude dar cuenta con claridad dentro del desarrollo de esta tesis, pude ver y evidenciar con claridad que a pesar que cometí errores y tomé algunas decisiones que no fueron las mejores, siempre las dos únicas personas que estuvieron y permanecieron a mi lado fueron mis padres, ellos me permitieron darme cuenta que realmente son mi compañía indispensable, a través de ellos pude entender y comprender el tamaño y alcance de su amor, su entrega, y confianza en mí.

Dedico este proyecto a mis padres, Porque creyeron en mí y porque me sacaron adelante, dándome ejemplos dignos de superación y entrega, porque en gran parte gracias a ustedes, hoy puedo ver alcanzada mi meta, ya que siempre estuvieron impulsándome en los momentos más difíciles de mi carrera, y porque el orgullo que sienten por mí, fue lo que me hizo ir hasta el final. Va por ustedes, por lo que valen, porque admiro su fortaleza y por lo que han hecho de mí.

Gracias mamá y papá.

A Mis Hermanos

Selene, Alex, Harold y Mariángeles, que con su amor me han enseñado a salir adelante. Gracias por su paciencia, gracias por preocuparse por su hermano mayor, gracias por compartir sus vidas, pero sobre todo gracias por compartir este momento tan importante en mi vida.

A Mi Tia

Tía Miriam gracias, gracias por siempre estar ahí en esos momentos difíciles en los que uno realmente necesita a la verdadera familia, gracias porque sin tu apoyo tampoco hubiese llegado hasta acá.



A Mis Primos

Gracias por siempre estar ahí impulsándome a seguir con el proyecto, a decirme que no me rinda, que las cosas pasan por algo.

A Mi Asesor

Por su gran apoyo y motivación para la culminación de mi carrera y para la elaboración de este proyecto. Gracias por los buenos consejos y a su experiencia porque he aprendido demasiado.

Gracias a todos aquellos que no están aquí, pero que vieron que el camino no fue nada fácil.



RESUMEN

ABSTRACT

INTRODUCCION

INDICE

I. ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA	2
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA	2
1.2 JUSTIFICACION E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION	2
1.3 OBJETIVOS	2
1.4 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA	2
II. MARCO TEORICO	3
2.2. ANTECEDENTES	3
2.3. BASES TEÓRICAS	3
2.3.1. Topografía	4
2.3.2. Geología y Geotecnia	4
2.3.3. Hidrología	4
2.3.3.1. Análisis probabilístico	5
2.3.3.2. Estudio de la cuenca	5
2.3.3.3. Caudal de Diseño	5
2.3.3.4. Distribuciones de Probabilidad	6
2.3.3.5. Ajustes de Distribuciones	10
2.3.3.6. Análisis de Transito de Avenidas	12
2.3.4. Hidráulica Fluvial	13
2.3.4.1. Granulometría	13
2.3.4.2. Umbral o Principio de movimiento	14
2.3.4.3. Nociones de transporte de sedimentos	14
2.3.4.4. Conceptos Sobre Erosión	17
2.3.5. Impacto Ambiental	19
III. MARCO METODOLOGICO	19
3.5. Densidad Natural	40
3.6. Ensayo de Penetración Ligera	40
3.11.1. Unidad Geotécnica Cuaternaria: Suelos	57
3.11.2. Unidad Geotécnica Terciaria : Formación Zapallal inalterada: Tm – zas (i)	60
3.12. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA	61
3.13. PROSPECCION SISMICA DE REFRACCION	64
3.14. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROFUNDIDAD FINAL DE HINCADO O EMPOTRAMIENTO DE LAS TABLAESTACAS	66
3.15. ASPECTOS GEOTECNICOS Y CONSTRUCTIVOS PARA LA EJECUCION DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS	70



3.16. CONCLUSIONES	74
MARGEN IZQUIERDA	74
3.17. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS	75
3.17.1. Recomendaciones para la cimentación y profundidad de hincado	75
3.17.2. Zona impermeable 2	75
3.17.3. Cable tensado	76
3.17.4. Tablestacado	76
3.17.5. Filtración tolerada	76
3.3.1. Información Meteorológica	77
3.3.2. Información Hidrométrica	78
3.3.3. Aspectos metodológicos	81
3.5.1. CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA	85
3.5.2. Curva hipsométrica y elevación media de la cuenca	85
3.6.4. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD	90
3.6.5. SELECCIÓN DE PERÍODOS DE RETORNO	95
3.6.6. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO	96
3.6.6.1. Distribución Pearson Tipo III	96
3.6.6.2. Distribución Gumbel	98
3.6.6.3. Estimación del caudal máximo de diseño	98
IV. DEFENSA RIBEREÑA	102
4.1. INFORMACIÓN BÁSICA CONSIDERADA PARA EL DISEÑO DEL DIQUE	102
4.1.1. SOFTWARE A SER UTILIZADO-GGU STABILITY	102
4.2. ESQUEMA	104
4.2.1. Relleno del Dique	105
4.2.2. Parapeto	105
4.2.3. Losa de concreto inclinada	106
4.2.4. Tablestacado	107
4.3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS	108
V. CALCULOS TABLESTACADO	109
ESTABILIDAD DE TALUD MARGEN IZQUIERDA	109
5.1. PROCEDIMIENTO DE LOS CÁLCULOS	109
5.2. DISEÑO DE TABLESTACAS PREFABRICADAS CON CONCRETO PRETENSADO	109
5.2.1. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS	110
5.2.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO	110
5.2.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	111
5.2.4. CÁLCULO DE COEFICIENTES	111
5.2.5. CÁLCULO DE LAS PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS DE LOS SUELOS	112
PRESIÓN ACTIVA DEL SUELO	112
LA PRESIÓN ACTIVA (PH) Y EMPUJE ACTIVO A UNA PROFUNDIDAD H (HAH) SERÁN:	112
VI. CONCLUSIONES	116



VII. RECOMENDACIONES	116
VIII. BIBLIOGRAFIAS	116



RESUMEN

La ocurrencia de eventos extraordinarios de grandes avenidas del río Piura durante el Fenómeno del Niño, genera en el tramo de las ciudades de Piura y Castilla una alta vulnerabilidad en toda la infraestructura de servicios instalada en ellas. Estas grandes descargas producen desborde e inundación, porque la caja hidráulica del río en este tramo es muy reducida, esencialmente por el crecimiento de ambas ciudades que han estrangulado el cauce. El fuerte caudal genera la erosión del cauce y en la medida que se va la temporada de aguas altas, la dinámica propia del río produce sedimentación, estos dos fenómenos físicos han provocado el deterioro parcial de las defensas ribereñas, han colapsado puentes, obras hidráulicas y el desborde e inundación de un sector de ambas ciudades aledañas al mismo respectivamente. Durante el evento extraordinario del año 2017 el río se desbordo e inundo en gran medida por la margen izquierda y derecha.

Dada los efectos negativos ocurridos en el mes de marzo del 2017 por la presencia del fenómeno del Niño Costero inundando las ciudades de Piura, Castilla y las localidades del Bajo Piura, terrenos de cultivos, servicios básicos motivaron a realizar un estudio para mejorar el servicio de protección contra inundaciones, principalmente en el tramo urbano que cruza el río Piura.

Por tanto el presente trabajo de investigación está orientado a proporcionar protección a las poblaciones vulnerables, viviendas, servicios básicos, áreas de cultivo entre otros, propensas a inundaciones en el tramo comprendido entre la Represa los Ejidos y el Puente Cáceres en el margen izquierda del Río Piura, así mismo contribuir al mejoramiento del aprovechamiento de los recursos hídricos, a través de la disminución del riesgo frente a inundaciones que permita evitar pérdida sociales, económicas y productivas.

Palabras Claves:

Calicatas, Afloramiento Sedimentario, Geología Estructural, Estratigrafía, Depósitos Fluviales, Defensas Ribereñas.



ABSTRACT

The occurrence of extraordinary events of great avenues of the Piura River during the El Niño Phenomenon generates, in the section of the cities of Piura and Castilla, a high vulnerability in the entire infrastructure of services installed in them. These large discharges produce overflow and flooding, because the hydraulic box of the river in this section is very small, essentially due to the growth of both cities that have strangled the channel. The strong flow generates the erosion of the channel and as the high water season goes by, the dynamics of the river itself produces sedimentation, these two physical phenomena have caused the partial deterioration of the river defenses, bridges have collapsed, hydraulic works and the overflowing and flooding of a sector of both cities surrounding it respectively. During the extraordinary event of the year 2017 the river overflowed and flooded to a large extent on the left and right banks.

Given the negative effects that occurred in March 2017 due to the presence of the Niño Coastal phenomenon flooding the cities of Piura, Castilla and the towns of Bajo Piura, crop lands, basic services motivated a study to improve the service of protection against floods, mainly in the urban section that crosses the Piura river.

Therefore, the present research work is oriented to provide protection to vulnerable populations, housing, basic services, farming areas among others, prone to flooding in the section between Los Ejidos Dam and the Cáceres Bridge on the left bank of the River Piura, likewise, contribute to the improvement of the use of water resources, through the reduction of the risk of floods that allows avoiding social, economic and productive losses.

Keywords:

Calicatas, Sedimentary Outcrop, Structural Geology, Stratigraphy, River Deposits, Riparian Defenses.



INTRODUCCION

Los ríos son recursos naturales sumamente importantes para el desarrollo de la vida. Este recurso ha sido aprovechado y utilizado desde tiempos remotos, junto a sus márgenes se han fundado ciudades, se los ha aprovechado para desarrollar agricultura, ganadería y otras actividades importantes para el desarrollo del ser humano. Sin embargo, en su relación con las ciudades, los ríos siempre han sido los dominantes, ya que “el río puede vivir sin la ciudad, pero la ciudad no puede vivir sin el río” (ROCHA, 2011)

Debido a esta dependencia de parte de las ciudades hacia los ríos, es necesario defendernos de la ocurrencia de posibles eventos extremos en los que se dañe la integridad de las personas y sus bienes. Para lo cual se utiliza la siguiente definición de una defensa ribereña. La Autoridad Autónoma Cuenca Hidrográfica Chira-Piura (AACHC) (2007) define las defensas ribereñas como.

Estructuras construidas para proteger de las crecidas máximas de los ríos las áreas aledañas a estos recursos de agua durante la crecida. El caudal en un recurso de agua aumenta en tales proporciones que el lecho del río puede resultar insuficiente para contenerlo, implica por lo tanto que la protección no es contra un acontecimiento regular sino extraordinario

Por eso dado la importancia que representa el río Piura, en esta investigación se realizará el Diseño Estructural de la margen izquierda del río Piura que es donde se han producido inundaciones provocando pérdidas materiales y económicas en la región.



I. ASPECTOS DE LA PROBLEMÁTICA

1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA

Las intensas lluvias de enero a marzo en la sierra del Perú provocan cada cierto tiempo catástrofes en las cuencas desprotegidas, causando la erosión e inundación de los suelos con pérdidas económicas, en algunos casos irrecuperables, que afectan la infraestructura existente vial y poblacional, introduciendo un impacto negativo en la vida del hombre. La ocurrencia periódica de precipitaciones extraordinarias ya sea por presencia del Fenómeno del Niño o de otras perturbaciones climáticas, hacen que los distritos de Piura y Castilla el cauce del río Piura aumente en volúmenes considerables, estos volúmenes “extras” generan desbordes del río en zonas urbanas y agrícolas de Piura y Castilla y como consecuencia de ello desastres socio económicos y ambientales. (ROBIN, pág. 6)

1.2 JUSTIFICACION E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACION

Debido a las inundaciones (desbordes) y erosiones en la ribera del Río Piura se han perdido muchos sectores de agricultura, infraestructura vial, llegando incluso a poner en riesgo a las zonas urbanas de Castilla ubicadas en los márgenes. Este es un problema de bastante interés para los habitantes ya que en estas zonas no existen ningún tipo de obras de defensas ribereñas.

1.3 OBJETIVOS

General:

- Realizar el diseño estructural de la defensa ribereña en la margen Izquierda del río Piura en el tramo Represa los Ejidos al Puente Cáceres en el Sector de Castilla

Específicos:

- Realizar los estudios topográficos y mecánica de suelos en el lugar de estudios
- Proponer una estructura óptima y económica para la defensa ribereña del río Piura.
- Realizar los estudios de ingeniería del proyecto, con el fin de dar un correcto planteamiento hidráulico de defensa ribereña para que el río Piura no continúe erosionando y desbordando la margen izquierda en dicho sector, diseñando de esta forma las estructuras definitivamente para el encauzamiento.

1.4 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA

Para el presente proyecto de investigación se delimitará en 3 dimensiones o coberturas de estudio, las cuales son:

- **Cobertura o delimitación geográfica:** La elaboración del diseño estructural de la defensa ribereña en la margen izquierda como alternativa para disminuir la inundación y el desbordamiento en el tramo Represa los Ejidos al Puente Cáceres en el Río Piura
- **Cobertura o delimitación temporal:** El uso de la defensa ribereña durante el periodo de épocas de lluvias.
- **Cobertura o delimitación del Universo:** la recolección de información del de la población de ese sector donde se realizará la defensa ribereña.



II. MARCO TEORICO

2.2. ANTECEDENTES

Internacional. – (ROBIN, pág. 12)

- Nombres y apellidos. - ELIOSKA GALANTON M.
- Titulo. “DESCRIPCION DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS”
- **Objetivo General:**
- Describir los tipos de defensas que se deben utilizar para proteger estructuras cercanas al río.
- **Objetivos Específicos:**
- Identificar los tipos de defensas.
- Señalar los materiales adecuados a utilizar en los diferentes tipos de defensas.
- Indicar a que distancia se deben colocar estas protecciones.
- Nombrar una aplicación práctica.

Nacional. - (ROBIN, pág. 12)

- Nombres y Apellidos. - Marina Isabel Olivos Rojas
- Titulo. "Estudio de defensas ribereñas del tramo urbano del río Tumbes”
- **RESUMEN**
- La presente tesis describe el comportamiento, características y problemática del río Tumbes, mostrando la información básica necesaria para desarrollar el estudio: hidrología, hidráulica, topografía, sedimentología, geología y geotecnia; la cual contempla todos los parámetros hidrológicos, sedimentológicos e hidráulicos que tienen influencia sobre en el funcionamiento de la estructura de protección. Muestra una metodología para diseñar un buen sistema de protección. Describe los sistemas de protecciones ribereñas más usados en el mundo.

Local .-

- Nombres y Apellidos: Jorge Danilo Galecio Castillo
- Titulo. “Diseño de defensas ribereñas del río Piura en el tramo presa Los Ejidos – puente Cáceres”

➤ **RESUMEN**

La tesis describe el comportamiento y problemática del río Piura, mostrando la información básica necesaria para el estudio: hidrología, niveles típicos, precipitación, topografía, sedimentología, geología y geotecnia; la cual contempla los parámetros hidrológicos, sedimentológicos e hidráulicos que influyen en el funcionamiento de la estructura de protección. Describe los sistemas de protecciones ribereñas más usados en el mundo. Luego, según ciertas condiciones y criterios técnico-económicos de diseño se selecciona la alternativa que más conviene a la zona estudiada. Finalmente, se desarrolla el diseño de la alternativa seleccionada y se dan algunas recomendaciones necesarias para el mantenimiento de la protección ribereña.

2.3. BASES TEÓRICAS

Antes de realizar el diseño estructural de la defensa ribereña se deben tener en cuenta los estudios básicos necesarios los cuales son:

- **Topografía**
- **Geología y Geotecnia**
- **Hidrología**



2.3.1. Topografía

Tiene por objeto medir el área donde se ubicara la estructura del proyecto, tomando los datos necesarios para poder representar sobre un plano, a escala, su forma y accidentes.

Con el conocimiento del área del proyecto se plantean las alternativas y se define el esquema del proyecto. Luego de esto se procede a ubicar los diferentes Bench Mark (BM), para proceder luego a la nivelación.

Para la realización de estos trabajos es necesario la utilización de equipos como: nivel, mira, metro, etc. Estación total con distanciómetro incorporado con precisión a los segundos para la medición de lados y ángulos de la poligonal. Además de un GPS estacionario para las coordenadas UTM (Universal Transversa Mercator) de los puntos de control. (GONZALES, 2005)

2.3.2. Geología y Geotecnia

El objetivo primordial es evaluar las características geológicas de la zona, así como diferenciar las diferentes litoestratigráficas, depósitos cuaternarios, propiedades granulométricas, etc. Realizar el análisis de cimentación de la zona donde se estimará las diferentes obras de defensa ribereña.

Se deben realizar estudios geotécnicos del área, con la exploración de campo correspondiente, ensayos in situ, y ensayos de laboratorio, análisis de la información con la determinación de Capacidad Portante (Presión Admisible).

2.3.3. Hidrología

Tiene por objeto analizar las alturas del pelo de agua y del caudal de paso que son los elementos básicos para la determinación de las dimensiones y sitio de trazo más óptimos para diseñar las defensas en áreas de riesgo hídrico. El análisis hidrológico es uno de los trabajos previos más importantes para el diseño de obras de control de erosión, independientemente de su análisis o su costo. Ese análisis es importante para determinar los caudales máximos y velocidades máximas de la corriente, las cuales son indispensables para determinar las fuerzas de erosión, debidas al flujo del agua.

Si no se conocen con precisión, las intensidades máximas de precipitación y escurrimiento y los caudales máximos de las corrientes, no es posible diseñar adecuadamente obras para defensas ribereñas.

Sin embargo, en muchos lugares del Perú se presenta la dificultad de no encontrar un registro de información hidrológica.



2.3.3.1. Análisis probabilístico

Los estudios hidrológicos basan su formulación en muestras y registros para un periodo de tiempo, pero al poseer un déficit de información esto nos hace recurrir a instrumentos estadísticos.

2.3.3.2. Estudio de la cuenca

Como resultado de una precipitación se produce un flujo superficial y subsuperficial hacia una gran cantidad de corrientes tributarias, las cuales al unirse van formando quebradas y ríos. El área total que drena hacia el río principal y sus tributarios se le denomina cuenca de drenaje.

Este concepto es básico para el análisis y diseño de obras de defensas ribereñas. La ubicación y situación geográfica de una cuenca nos determina las características generales de las condiciones meteorológicas de la zona y además de poder saber si cuenta con estaciones climatológicas, de precipitación o caudal.

2.3.3.3. Caudal de Diseño

Los caudales son diferentes a lo largo del año y de unos años a otros. El régimen de caudales define en términos estadísticos la distribución de los caudales a lo largo del año en una sección específica de la corriente.

La mayoría de obras de erosión se diseñan y construyen para una vida útil específica, dependiendo de la función que deba cumplir la estructura.

Una estructura permanente como un muro de protección de ribera o una defensa ribereña comúnmente para una vida útil de 50 o 100 años. (Chow, 1997)

Para la determinación del periodo de retorno se utiliza un método empírico. En el control de aguas se debe tomar en cuenta la consideración de riesgo, ya que la estructura puede fallar si la magnitud en el diseño es excedido durante su vida útil. Por lo tanto el periodo de retorno se puede calcular en función de este riesgo hidrológico natural y de la vida útil de la estructura. (JAIME, 2001)

Para decidir el periodo de retorno (T) de la avenida de diseño, primero precisamos la vida útil de la obra (n), luego asumimos un porcentaje adecuado de riesgo de falla (R) y obtenemos T de la siguiente ecuación:

$$T = \frac{1}{1 - (1 - N)^{1/R}}$$

Donde:

- T= Periodo de Retorno (años)
- N= Vida útil de diseño de la estructura (años)
- R= Riesgo de falla (%)

Para la determinación del periodo de retorno Ven Te Chow (1997) propone lo siguiente, en función a la importancia de cada proyecto y el caudal de avenida que se asigne, así se tiene:



Tabla 1.1: criterios de diseño Generalizado Para Estructuras de Control de Agua

Tipo de Estructura	Periodo de Retorno (años)	ELV
Alcantarilla de Carreteras		
Volúmenes de tráfico bajo	5 – 10	-
Volúmenes de tráfico intermedio	10 – 25	-
Volúmenes de tráfico altos	50 – 100	-
Puentes de Carreteras		
Sistema Secundario	10 – 50	-
Sistema Primario	50 – 100	-
Drenaje Agrícola		
Alcantarillas	5 – 50	-
Surcos	5 – 50	-
Drenaje Urbano		
Alcantarillas en ciudades pequeñas	2 – 25	-
Alcantarillas en ciudades grandes	25 – 50	-
Aeropuertos		
Volúmenes bajos	5 – 10	-
Volúmenes intermedios	10 – 25	-
Volúmenes altos	50 – 100	-
Diques		
En Línea	2 – 50	-
Alrededor de ciudades	50 – 200	-
Presas con poca probabilidad de pérdidas de vidas(baja amenaza)		
Presas Pequeñas	50 – 100	-
Presas Intermedias	100+	-
Presas Grandes	-	50 -100%
Presas probabilidad de pérdidas de vidas(amenaza significativa)		
Presas Pequeñas	100+	50%
Presas Intermedias	-	50 - 100%
Presas Grandes	-	100%
Presas con probabilidad de altas pérdidas de vidas(alta amenaza)		
Presas Pequeñas	-	50 - 100%
Presas Intermedias	-	100%
Presas Grandes	-	100%

Fuente: Libro Hidrología Aplicada: Ven Te Chow (1988) Tabla 13.1.1

2.3.3.4. Distribuciones de Probabilidad

Los modelos probabilísticos dan buenos resultados si se cuenta con un mínimo de 12 años de registro. Las principales distribuciones probabilísticas que se ajustan bien al caudal máximo instantáneo son las siguientes:

Distribución Normal

Distribución Log Normal



Distribución Gumbel
Distribucion Log Pearson III

Distribución Normal

La distribución normal es una distribución simétrica en forma de campana, también conocida como campana de Gauss. Aunque muchas veces no se ajusta a los datos hidrológicos tiene una amplia aplicación en los datos q siguen la distribución normal.

Función de Densidad:

La función de densidad esta dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{\frac{-1(x-\mu)^2}{2\sigma^2}} \quad -\infty < x < \infty$$

Los dos parámetros de la distribución son la media μ y desviación estándar σ para los cuales \bar{x} (media) y s (desviación estándar) son derivados de los datos.

Estimación de parámetros:

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i \quad s = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de frecuencia:

Si se trabaja con los X sin transformar el K se calcula como $K_T = \frac{x_T - \mu}{\sigma}$

Este factor es el mismo de la variable normal estándar $K_T = F^{-1}(1 - \frac{l}{n})$

Límites de Confianza:

$$\bar{X} \pm t_{(1-\alpha)} Se$$

Donde α es el nivel de probabilidad $t_{(1-\alpha)}$ es el cuantil de la distribución normal estandarizada para una probabilidad acumulada de $1 - \alpha$ y Se es el error estándar (Vejar, 2001)

Distribución Lognormal de dos Parámetros

Si los logaritmos Y de una variable X se distribuyen normalmente se dice que X se distribuye normalmente.

Esta distribución es muy usada para el calculo de los valores extremos por ejemplo Q_{max} , Q_{minimo} , P_{max} , P_{minimo} . Tiene la ventaja que $X > 0$ y que la transformación Log tiende a



reducir la asimetría positiva ya que al sacar los logaritmos se reducen en mayor proporción los datos mayores que los menores. Limitaciones: tiene solamente dos parámetros, y requiere que los logaritmos de las variables estén centrados en la media.

Función de Densidad

$$f(x) = \frac{1}{x\sigma_y\sqrt{2\pi}} e^{\frac{-1(y-\mu_x)^2}{2\sigma_y^2}} \quad x > 0$$

$$y = \ln x$$

Donde:

μ_y : media de los logaritmos de la población (parámetro escalar), estimado \bar{y}

σ_y : Desviación estándar de los logaritmos de la población, estimado S_y

Estimación de parámetros:

$$\bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \ln(x_i) \quad S_y = \left\{ \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \bar{y})^2 \right\}^{\frac{1}{2}}$$

Factor de Frecuencia:

En el campo transformado se trabaja con la media y desviación estándar de los logaritmos, así:

$$\ln(X_{tr}) = X_{tr} + K S_y$$

De donde,

$$X_{tr} = e^{\ln(X_{tr})}$$

Con K con variable normal estandarizada para el Tr dado, X_y media de los logaritmos y S_y es la desviación estándar de los logaritmos.

Limites de Confianza:

En el campo transformado

$$\ln(X_{tr}) \pm t_{(1-\alpha)} S_T \quad S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left(1 + \frac{K_T^2}{2}\right)^{\frac{1}{2}}$$

En donde: n es el número de datos, S_e es el error estándar, K_T es la variable normal estandarizada. (Vejar, 2001)



Distribución Gumbel o Extrema Tipo I

Una familia importante de distribuciones usadas en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecientes y sequías (máximos y mínimos).

Función de Densidad:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp \left[\frac{-x-\beta}{\alpha} - \exp \frac{(-x-\beta)}{\alpha} \right]$$

En donde α y β son los parámetros de la distribución.

Estimación de parámetros:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} S \quad \beta = \bar{X} - 0.5772\alpha$$

Donde \bar{X} y S son la media y la desviación estándar estimadas con la muestra

Factor de frecuencia:

$$K_t = \frac{-\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[\ln \left(\frac{T_r}{T_r - 1} \right) \right] \right\}$$

Donde T_r es el periodo de retorno. Para la distribución Gumbel se tiene que el caudal para un periodo de retorno de 2.33 años es igual a la media de los caudales máximos.

Límites de Confianza

$$X_t \pm t_{(1-\alpha)} S_e \quad S_e = \frac{(\delta S)}{\sqrt{n}} \quad \delta = \left[1 + 1.1396 K_t + 1.1 K_t^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

K_t es el factor de frecuencia y $t_{(1-\alpha)}$ es la variable normal estandarizada para una probabilidad de no excedencia de $1-\alpha$ (Vejar, 2001)

Distribución Log Gamma o Log – Pearson de 3 Parámetros

Si los logaritmos Y de una variable aleatoria X se ajustan a una distribución Pearson tipo III, se dice que la variable aleatoria X se ajusta a una distribución Log Pearson tipo III. Esta distribución esta bien difundida para realizar el análisis de frecuencia de caudales máximos. Esta se trabaja igual que para la Pearson tipo III pero con X_y y S_y como la media y desviación estándar de los logaritmos de la variable original X .



Función de Densidad:

$$f_x(x) = \frac{1}{x |\alpha| \Gamma(\beta)} \left[\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right]^{\beta-1} e^{-\left[\frac{\ln(x) - y_0}{\alpha} \right]}$$

Donde:

$$y_0 \leq y < \alpha \text{ para } \alpha > 0$$

$$\alpha \leq y \leq y_0 \text{ para } \alpha < 0$$

α y β son los parámetros de escala y forma, respectivamente; y_0 es el parámetro de localización.

Estimación de Parámetros:

$$\beta = \left(\frac{2}{Cs}\right)^2; \alpha = S_y \frac{Cs}{7}; X_0 = \overline{X_y} - \alpha\beta$$

Cs es el coeficiente de asimetría $\overline{X_y}$ y S_y son la media y desviación estándar de los logaritmos de la muestra respectivamente.

Factor de Frecuencia:

$$\ln(Y_\pi) = \overline{X_y} K S_y$$

$$k \approx z + (z^2 - 1) \frac{Cs}{6} + \frac{1}{3} (z^3 - 6z) \frac{Cs^2}{6} - (z^2 - 1) \frac{(Cs)^3}{6} + \frac{(Cs)^4}{6} + \frac{1}{3} \frac{(Cs)^5}{6}$$

Donde z es la variable normal estandarizada.

Este valor de K se encuentra tabulado de acuerdo al valor de Cs calculado con la muestra.

Intervalo de confianza

$$Xt \pm t_{(1-\alpha)} S_e \quad S_e = \frac{(\delta S_y)}{\sqrt{n}}$$

Donde S_y es la desviación estándar de los logaritmos de la muestra, es el numero de datos y δ se encuentra tabulado en función de Cs y T_r (Vejar, 2001)

2.3.3.5. Ajustes de Distribuciones

Para seleccionar la distribución de probabilidades de la serie histórica se deben tener en cuenta algunas consideraciones.

Kite (1988) y Mamdough (1993) afirman que no existe consistencia sobre cuál es la distribución que mejor se ajusta a los caudales máximos y recomiendan seleccionar el mejor ajuste a criterio del modelador con la prueba de ajuste grafico o el basado en el comportamiento de las pruebas estadísticas de bondad de ajuste (por ejemplo Chi cuadrado, Smirnov – Kolmogorov, Cramer – Von Mises) en las que se calcula un estimador y se compara con un valor tabulado para determinar si el ajuste es adecuado o no. En la prueba de ajuste grafica se dibujan los valores registrados en



la serie contra la distribución teórica de probabilidades y de manera visual (subjetiva) se determina si el ajuste es adecuado o no.

Cuando la información es adecuada, el análisis de frecuencia es la metodología más recomendable para la evaluación de los eventos extremos ya que la estimación depende solamente de los caudales máximos anuales que han ocurrido en la cuenca y no da cuenta de los procesos de transformación de la precipitación es escorrentía.

Obviamente tiene algunas limitaciones relacionadas con el comportamiento de la serie histórica y con el tamaño y calidad de los datos de la muestra. Cuando se presenten cambios o tendencias en la serie histórica se deben utilizar técnicas estadísticas que permitan removerlos para poder realizar el análisis de frecuencias (Kite, 1988; Mamdouh, 1993; Ashkar, et. Al .1994).

El tamaño de la muestra influye directamente en la confiabilidad de los resultados, así a mayor periodo de retorno del estimativo mayor longitud de registros necesaria para mejor confiabilidad en los resultados.

Pruebas de Ajuste

Para determinar que tan adecuado es el ajuste de los datos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Estos son análisis estadísticos y como tal se deben entender, es decir no se puede ignorar el significado físico de los ajustes.

➤ Prueba Smimov kolmogorov

El estadístico Smimov Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P_{(x)}$ de la función de probabilidades teórica escogida $Po_{(x)}$ tal que

$$D_n = \max(P_{(x)} - Po_{(x)})$$

La prueba requiere que el valor D_n calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_n para el nivel de probabilidad requerido.

Esta prueba es fácil de realizar y comprende las siguientes etapas:

El estadístico D_n es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida. Se fija el nivel de probabilidad α siendo los valores de 0.05 y 0.01 los más usados. El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de tablas en función de α y n .

Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α ; la distribución escogida se debe rechazar.

➤ Prueba Chi Cuadrado

Una medida de las discrepancias entre las frecuencias observadas (f_o) y las frecuencias calculadas (f_c) por medio de una distribución teórica está dada por el estadístico χ^2

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_o - f_c)^2}{f_c} \quad \text{En donde } \sum f_o = \sum f_c$$

Si el estadístico $\chi^2 = 0$ significa que las distribuciones teórica y empírica se ajustan exactamente; mientras que si el estadístico $\chi^2 > 0$, ellas difieren. La distribución del estadístico χ^2 se puede asimilar a una distribución Chi – cuadrado con $(k-n-1)$ grados de libertad, donde k es el número de intervalos y n es el número de los parámetros de la distribución teórica. La función χ^2 se encuentra tabulada.

Supóngase que una hipótesis H_o es aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución normal. Si el valor calculado de χ^2 por la ecuación anterior es mayor que algún valor



crítico de χ^2 , con niveles de significancia α de 0.05 y 0.01 (el nivel de confianza es $1 - \alpha$) se puede decir que las frecuencias observadas difieren significativamente de las frecuencias esperadas (o calculadas) y entonces la hipótesis H_0 se rechaza, si ocurre lo contrario entonces se acepta. Estrictamente, solo se debe aplicar este método para verificar la “normalidad” de una serie de datos.

Con dichos resultados es posible la adopción de la altura de coronamiento de la defensa propuesta, compatible con el periodo de retorno. (Vejar, 2001)

2.3.3.6. Análisis de Transito de Avenidas

➤ Cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning's “n”

Seleccionar un valor n significa estimar la resistencia al flujo en un canal determinado. El valor n es muy variable y depende de un cierto número de factores. Los factores que ejercen la mayor influencia sobre el coeficiente de rugosidad son:

1. Rugosidad Superficial. Que se presenta por el tamaño y la forma de los granos del material que forman el perímetro mojado y que producen un efecto retardador del flujo. En general granos finos dan como resultado un valor relativamente bajo, y granos gruesos, un valor alto de n .
2. Vegetación. Reduce de manera notable la capacidad del canal y retarda el flujo.
3. Irregularidad del canal. En los canales naturales tales irregularidades son producidas por la presencia de barras de arena, ondas de arena crestas y depresiones y montículos en el lecho del canal. Cambios abruptos o alteraciones de secciones grandes a pequeñas requieren de un valor grande de n .
4. Alineamiento del canal. Curvas suaves con radios grandes producirán valores de n relativamente bajos, en tanto curvas bruscas con meandros incrementarán el n .
5. Sedimentación y socavación. La sedimentación puede cambiar un canal muy irregular en un canal relativamente uniforme y disminuir el n , en tanto que la socavación puede hacer lo contrario.
6. Obstrucción. La presencia de obstrucciones de troncos, pilas de puente y estructuras similares tienden a incrementar el n . (Chow, 1997).

A partir del reconocimiento de varios factores que afectan el coeficiente de rugosidad Cowan Arcement Scheneider, desarrollo un procedimiento para estimar el valor de n , mediante esto el valor puede calcularse por:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4) * m_5$$

Donde:

n_0 = Valor que indica el Material involucrado desde tierra a grava gruesa.

[0.02 a 0.028]

n_1 = Valor que indica grado de irregularidad y forma del canal [0 a 0.02]

n_2 = Esta dado por el grado variación de forma y tamaño de la sección

Transversal del canal de [0 a 0.015]

n_3 = Es un valor relativo de las obstrucciones [0 a 0.06]

n_4 = Es un valor para la vegetación y condiciones de flujo [0.005 a 0.1]



m_5 = Es un factor de la corrección por meandros en el cauce del río, este va de [1.0 a 1.30]

según Ven Te Chow. Propone en su libro Hidráulica de Canales Abiertos los siguientes parámetros para Corrientes Naturales donde el ancho superficial en nivel de crecienta > 31m. Para sección irregular y rugosa:

	Minimo	Normal	Máximo
"n"	0.035	0.100

Figura 2.1 : parámetros para corrientes naturales (Chow, 1997)

2.3.4. Hidráulica Fluvial

La hidráulica fluvial combina conceptos de Hidrología, Hidráulica General, Geomorfología y Transporte de sedimentos estudia el comportamiento hidráulico de los ríos en lo que se refiere a los caudales, niveles medios y extremos, las velocidades de flujo, las variaciones de fondo por socavación y sedimentación, la capacidad de transporte de los sedimentos y los ataques contra las márgenes. Los diseños de las obras que se construyen en los ríos para suministro de agua, vertimiento de excesos, encauzamiento, protección de fondo y márgenes están dentro del campo de la ingeniería de los ríos.

Se presentan algunos conceptos y elementos de análisis de la hidráulica fluvial principalmente a la mecánica de transporte de sedimentos.

2.3.4.1. Granulometría

Los lechos de los ríos pueden ser granulares o cohesivos. En el primer caso, el lecho está constituido por partículas sueltas de distintos tamaños. Los ríos aluviales son aquellos que discurren sobre materiales transportados por el propio río en el pasado geológico y por ello sus lechos suelen ser granulares.

Un río puede tener también un cauce abierto en roca o materiales cohesivos, debido a eso las modificaciones del cauce serán muy lentas debido a su mayor resistencia a la erosión. Tras la erosión del fondo, un lecho cohesivo se puede reestablecer en su fondo original, pero ya no como cohesivo sino como granular, y en esto se diferencia de los lechos granulares.

La propiedad de las partículas del lecho granular que tiene más importancia en la hidráulica fluvial es el peso. Los cauces naturales están formados por partículas de rocas y minerales cuyo peso específico tiene poca variación, su valor medio es $\gamma_s = 2.65T/m^3$; entonces la propiedad de más importancia es el tamaño, el cual representa el tamaño de la partícula.

La manera más común de analizar la granulometría es tamizar una muestra y pesar la fracción que pasa en cada tamiz pero que es retenido en el siguiente. Las partículas de 0.004mm se llaman arcillas. Entre 0.004mm y 0.062mm se llaman limos. Entre 0.062mm y 2.0mm se llaman arenas. Entre 2.0mm y 64mm se llaman gravas, cantos a los elementos hasta 25.6cm y bolonera de ahí en adelante.



2.3.4.2. Umbral o Principio de movimiento

Un lecho granular que soporta la circulación de una corriente de agua en algún momento va a sufrir el desplazamiento de una partícula por la fuerza de arrastre del agua. Saber en qué condiciones ocurre esto es el problema del umbral, principio o condición crítica del movimiento del fondo, problema que es muy investigado en hidráulica fluvial, de gran implicancia práctica sobre la erosión de un fondo de cauce.

El conocimiento que se tiene es principalmente de ensayos de laboratorio con arenas uniformes. Aunque no hay completo acuerdo, parece haber un consenso en torno a un resultado conocido como el ábaco de Shields (1936).

La acción del agua sobre el fondo puede caracterizarse por una tensión cortante en el fondo τ_0 .

La resistencia de la partícula a ser movida puede relacionarse con su peso sumergido, el cual es función de $(\gamma_s - \gamma)$, peso específico sumergido; y del tamaño D que caracteriza el volumen.

Con estas tres variables puede formarse el parámetro adimensional

$\tau = \frac{\tau}{(\gamma_s - \gamma)D}$ o tensión cortante adicional que compara como cociente la fuerza promotora del movimiento (acción de arrastre proporcional a $\tau_0 D^2$) con la fuerza estabilizadora (peso proporcional a $(\gamma_s - \gamma)D^3$). Como primera aproximación, la tensión de fondo vale $\tau_0 = \gamma R_h I$ con R_h radio hidráulico, e I pendiente motriz, expresión que se obtiene haciendo equilibrio entre peso y rozamiento para una rebanada vertical de flujo en lámina libre.

2.3.4.3. Nociones de transporte de sedimentos

a. Clasificación del Transporte

Según el modo de transporte; el sedimento puede ser transportado en suspensión, sostenido por la turbulencia del flujo o por el fondo rodando, deslizándose o saltando. Una partícula inicialmente en reposo puede ser transportada a saltos por el fondo cuando se supera el umbral del movimiento, pero si el río crece puede ser transportada en suspensión. Cuando más intensa es la corriente, mayor es el tamaño del material de fondo que es puesto en suspensión.

El otro origen posible del material transportado es la cuenca hidrográfica del río, es decir el origen durante un episodio de lluvias y crecida fluvial.

A largo plazo todo el material del cauce tiene su origen en la cuenca, entonces la corriente transporta este material, que es un material muy fino llamado material de lavado de la cuenca. Este material es transportado en suspensión suma material de dos orígenes distintos. Un criterio práctico para separar un origen del otro es el tamaño de las partículas $D = 0.0625\text{mm}$. El material inferior a este procede mayoritariamente del lavado de la cuenca mientras que el superior procede del lecho.

Esta clasificación se resume en la fig.2.1

El transporte en suspensión puede representar el 90% o más todo el transporte sólido de un río y dentro de lo que es el material de lavado puede ser un porcentaje significativo. Este material de lavado está ligado a las características hidrológicas de la cuenca: la litología, el suelo, la pendiente, la vegetación, la precipitación, la escorrentía, etc. La pérdida de suelo de una cuenca podría cuantificarse mediante el material de lavado transportado por el río. El material transportado en suspensión tiene gran repercusión en la salida o desembocadura de un sistema fluvial: en la formación de deltas o la colmatación de los embalses.

El transporte de fondo (el 10% restante quizás) tiene sin embargo, la mayor repercusión morfológica sobre el mismo río ya que causa modificaciones en este y por ello es de interés en ingeniería fluvial. El transporte de fondo (más exactamente el transporte del material del cauce)

esta ligado a las características hidráulicas del cauce: ancho, pendiente, granulometría, caudal, etc.

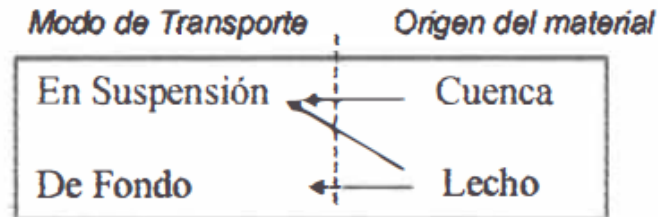


Figura 2.2: Clasificación de transporte de sedimentos(E.V. Richardson, 1990)

b. Caudal Sólido

Por analogía con el flujo de agua, el primer paso para el análisis del transporte del sedimento es definir el caudal sólido Q_s , como el volumen por unidad de tiempo que cruza una sección transversal y definir el correspondiente caudal sólido unitario q_s por unidad de anchura. Para el transporte en suspensión es más sencillo trabajar con el peso del material sólido en lugar del volumen. El peso por unidad de tiempo se llama “caudal en peso”. Es preferible el peso porque las medidas practicables en un río son las velocidades del agua y las concentraciones del material sólido en suspensión en mg/l. Ambas variables tienen una distribución en la vertical predecible: la distribución de velocidades es logarítmica como se deduce de la teoría de la capa límite; de las concentraciones $C(y)$ es en primera aproximación una función exponencial negativa sobre la coordenada y (Fig.2.2.4.3.b). el caudal sólido unitario en peso $g_s = \int C(y)v(y)dy$ y se expresa en g/ms. Por otra parte la predicción del volumen del sedimento al que corresponde cierto peso de material en suspensión no es fácil, pues el peso específico del sedimento varía con el tiempo y depende también de la granulometría.

También el transporte de fondo se expresa frecuentemente en peso además de darse en volumen. En este caso hay hasta cuatro modos de expresarlo:

- 1) En volumen neto, que corresponde exactamente a la definición de caudal sólido.
- 2) En volumen bruto o en volumen de un empaquetamiento del material, que incluye los huecos: designando λ al índice de huecos, el cual es función de la granulometría del material, se tiene que el volumen bruto es $\frac{1}{1-\lambda}$ veces el volumen neto
- 3) En peso seco, cuya relación con el volumen neto es el peso específico (2650kg/m^3 en materiales naturales).

- 4) En peso sumergido cuya relación con el volumen neto es el peso específico sumergido (1650kg/m^3)

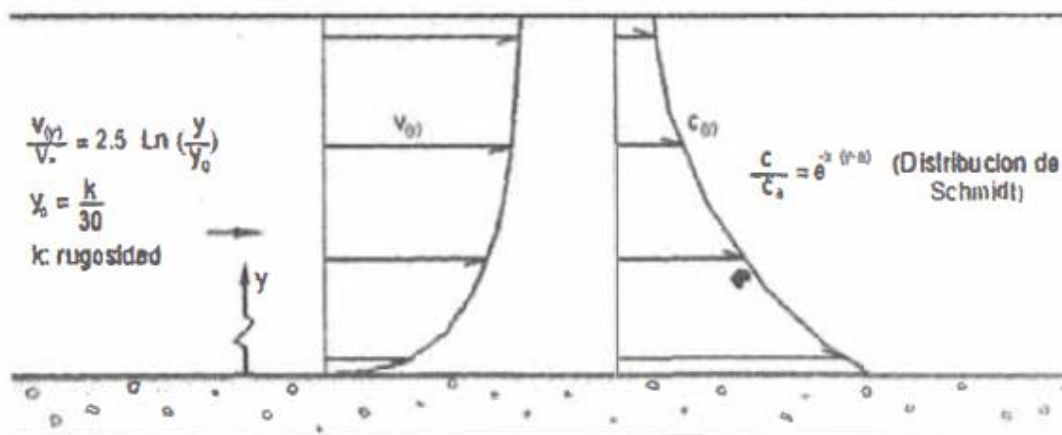


Fig.2.3: Distribución de velocidades (izquierda) y concentración de sedimentos en suspensión (derecha) (E.V. Richardson, 1990)

El volumen bruto tiene la virtud de ser directamente equiparable con los volúmenes de erosión o sedimentación en el fondo de un río. El volumen neto tiene la virtud de ser homogéneo con el transporte en suspensión y así permitir la comparación o suma de ambos.

c. Equilibrio de fondo

Decimos que un fondo se encuentra en equilibrio en presencia de transporte de sedimentos (en suspensión y por el fondo) cuando no sufre modificación en su cota.

Este equilibrio definido como un efecto proviene de un equilibrio entre las acciones. Se puede pensar en un conjunto de variables que estarían interviniendo en el equilibrio, conjunto que sería muy numeroso. Con un propósito cuantitativo, Lane (1955) propuso tener en cuenta 4 variables: el caudal líquido (q_s caudal sólido unitario), la pendiente (i) y el tamaño del sedimento (D) y las propuso en la analogía de la balanza (Fig 2.2.4.3.c).

El desplazamiento de la aguja de la balanza por peso en exceso (los caudales) o por un brazo en exceso (la pendiente y el tamaño) da lugar a el proceso de erosión o sedimentación según sea en uno u otro sentido. La analogía de la balanza es una herramienta muy útil para analizar el desequilibrio de un río, en particular por causa de una intervención humana.

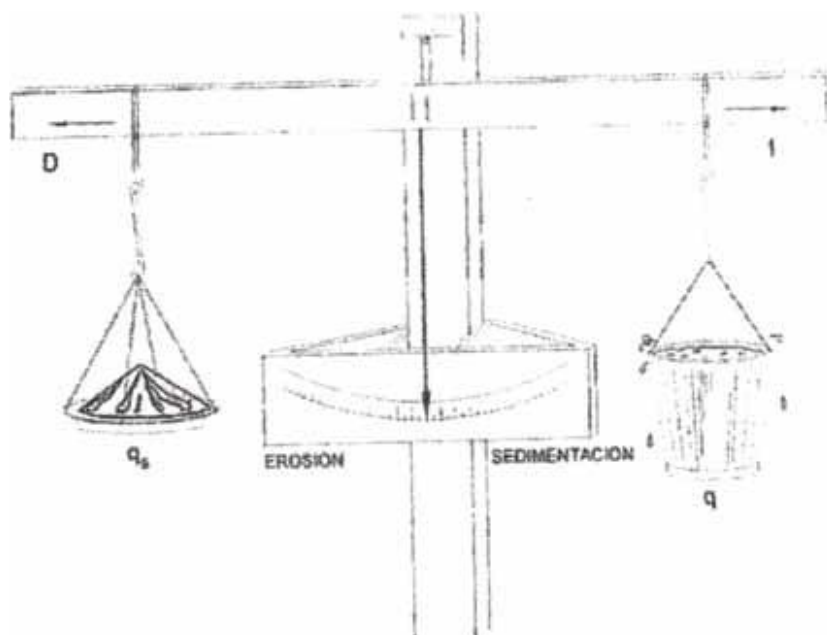


Fig 2.4: Analogía de la balanza de Lane. (E.V. Richardson, 1990)

2.3.4.4. Conceptos Sobre Erosión

La erosión en un cauce es el descenso del fondo (o el retroceso de las orillas) como consecuencia de fenómenos de dinámica fluvial naturales o suscitados por obras del hombre. Como indica la balanza de Lane, la erosión es también una respuesta del cauce a la falla de equilibrio entre las variables principales. Una de estas variables, el caudal sólido es difícil de cuantificar entonces es lógico pensar que la erosión sea difícil de prever.

Es necesario distinguir la erosión general de la erosión local. La erosión general del fondo se puede explicar por la acción de un flujo de agua caracterizado simplemente por una velocidad media, esta clase de erosión afecta a tramos largos del cauce y sería la única o primordial en un cauce recto, prismático y sin ninguna singularidad. La erosión local del fondo se explica por acción de un flujo más complejo, que en una sección de la corriente (vertical u horizontal) requería de una descripción bidimensional de las velocidades. Se presenta asociada a singularidades como obstáculos. La erosión local afecta en una pequeña extensión y el flujo local tiene una fuerte turbulencia y desarrolla vórtices. También puede hablarse de erosión general de orillas o márgenes en tramos rectos y de erosión local de orillas en tramos curvos. La erosión de las orillas puede llamarse erosión lateral.

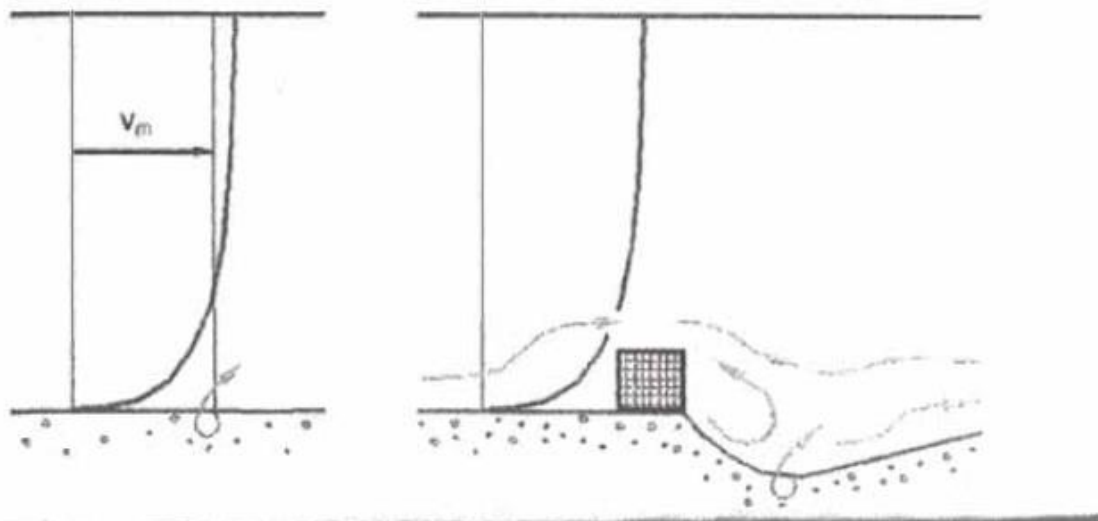


Fig.2.5. Erosión general (Izquierda) y erosión local (E.V. Richardson, 1990)

Además de la distribución espacial se puede hacer una clasificación temporal de la erosión. Existe una erosión transitoria y una erosión permanente.

La erosión transitoria es el descenso del fondo durante la fase ascendente de una avenida. Cuando crece la avenida y baja la superficie libre, asciende el fondo rellenado o el espacio erosionado de forma transitoria. Con una inspección tras la avenida se puede encontrar que el cauce tiene el fondo a la misma cota pero ello no debe engañarnos sobre el estado del fondo durante la avenida. Para describir este fenómeno se dice veces que el cauce respira. El área que la erosión transitoria deja libre contribuye al desagüe en forma significativa. La diferencia entre el estado inicial y el final se llama erosión residual. Se conoce el ejemplo del río Tigris en Bagdad, río de llanura y lecho de arena fina ($D=0.1-0.2$ mm) de 250 metros de anchura cuyo fondo descendió transitoriamente 7 metros para volver a su posición inicial tras el paso de una crecida de $2000m^3/s$.

a. Cálculo de la Erosión General

La erosión general se calcula a partir de los siguientes criterios:

- Criterio del principio de movimiento de un fondo granular bajo una corriente permanente, tal como el criterio de Shields.
- La hipótesis de aguas claras, o sea que la corriente no soporta sedimentos.

Una vez determinada la posición de la superficie libre (para cierto caudal), el cálculo se realiza manteniéndola fija mientras se rebaja el fondo aumentando así el área hasta que la corriente cada vez más lenta sea incapaz de mover el material (según el principio del principio del movimiento). Para tener en cuenta el acorazamiento del lecho puede emplearse por ejemplo el diámetro D_{84} como característico del lecho erosionado. La avenida no es permanente, transporta sedimentos y el cambio de fondo repercute en la superficie. La hipótesis de agua clara considera que conduce a erosiones por exceso (del lado de la seguridad), con el argumento de que no tiene en cuenta la aportación del material sólido en sustitución del erosionado, no obstante, en fenómenos de erosión local, las erosiones en agua clara y con transporte de sedimentos son muy semejantes.



Empleando el valor de la tensión crítica adimensional 0.056 junto a la expresión de la tensión tangencial $\tau = \gamma R_h I$, la fórmula de Manning para la pendiente motriz y la fórmula de Strickler para el coeficiente de rugosidad de Manning, este método se resume a la siguiente formula.

$$V_{cr} = 21 \left(\frac{R_h}{D_{50}} \right)^{1/6} \sqrt{0.056 \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} \right) D} \dots\dots\dots(2.2.4.4)$$

El fondo se rebaja hasta que la velocidad media de la sección es igual a V_{cr} . Las mismas ideas pueden aplicarse de una manera más detallada cuando se conoce o se estima la distribución de la tensión tangencial y también cuando la sección está compuesta de zonas de distintas características hidráulicas. Se puede notar que el método da en realidad el área erosionada (caudal partido por V_{cr}). Se puede llamar

2.3.5. Impacto Ambiental

Algunos proyectos de protección de riberas de los ríos se han realizado con otros proyectos con propósitos diferentes pues es difícil aislar el impacto ambiental debido a la protección de las riberas de un río.

El impacto ambiental en este tipo de obras incluye los siguientes aspectos: estético, físico, calidad del agua y biológico.

El impacto estético es el mas común pues la apariencia natutral del área del proyecto se modifica debido a la construcción de estructuras o la alineación del cauce.

El impacto físico afecta a la morfología, sedimentación y transporte de la capacidad del río produciéndose cambios.

III. MARCO METODOLOGICO

3.1. ESTUDIO DE INGENIERIA BASICA

3.1.1. Levantamientos Topográficos

3.1.1.1. Objetivos

- Establecimiento de puntos de control geodésico en el área de trabajo
- Determinar coordenadas geodésicas y UTM en el Sistema de Coordenadas WGS-84.
- Instalar una red de control planimetría y altimétrica

3.1.2. Trabajos Preliminares

Consistió en la recopilación de toda la información posible como son: Informe Técnico de Campo de las Fichas Descriptivas de los Puntos de Red de trabajos anteriores las que fueron proporcionadas por el cliente. Imágenes Satelitales para la planeación de los vuelos fueron descargados de Google Earth Pro.

3.1.2.1. Ubicación de la red de Apoyo Para Levantamientos Topográficos.

De acuerdo al reconocimiento de campo y los planos de estudios anteriores se ubicaron preliminarmente y determinaron el número de puntos de apoyo para los controles planialtimetricos a nivel de expediente, proyectándose instalar 9 puntos de apoyo a lo largo del tramo y un BM del IGN ubicado en el Puente Cáceres.



Estos puntos de apoyo conforman la red de apoyo de puntos para el control horizontal y vertical a lo largo del trazo, que sirva como base de los levantamientos topográficos y el replanteo de las obras para los levantamientos a detalle a nivel de estudio definitivo.

CUADRO N° 3.1
Relación de puntos de apoyo

PUNTO	ESTE	NORTE
BM-01	542694.074	9429656.117
BM-02	542465.249	9429751.786
BM-03	542216.455	9429124.022
BM-04	542100.039	9428431.709
BM-05	541818.489	9428286.322
BM-06	541691.243	9427748.371
BM-07	541733.482	9427508.406
BM-08	541464.156	9427231.757
BM-09	541440.437	9427131.769
BM-IGN	541681.661	9427093.927

Nota: Sistema de coordenadas UTM, WGS84, zona 17 sur

3.1.3. Trabajos de Campo

Los trabajos en campo consistieron en la ubicación, monumentación y posicionamiento de los puntos de apoyo y de referencia.

En base a los puntos de orden C, se posicionaron los puntos de la red de apoyo, sobre los cuales sirvieron para realizar el levantamiento topográfico de acuerdo a los términos de referencia y las recomendadas.

ZONAS LEVANTADAS

Las zonas levantadas y confirmadas por el coordinador de campo, son:

- Río Piura en el tramo comprendido entre la presa los Ejidos y el Puente Avelino Cáceres
- Planimetría del Proyecto

3.1.4. Trabajos de Gabinete

El trabajo en gabinete se centró en el procesamiento de toda la información recolectada en campo para la determinación geodésica de los puntos y del levantamiento topográfico. Para ello se usó el software Trimble Business Center (TBC).

3.1.4.1. Procesamiento de la Información

Después de que los receptores GPS captaron la información satelital necesaria, para la determinación de las coordenadas, ésta es transferida a una computadora utilizando el programa TBC (Trimble Business Center).

Con la información analizada se realizó el post proceso de las líneas-base generadas a través de las estaciones GPS con el método Estático. Las consideraciones tomadas para el proceso son:



- Examinar los detalles de la solución de línea base que no están disponibles en el resumen de una línea, tales como los errores en NEA (Norte, Este, Altura), o el número de mediciones utilizadas y/o rechazadas.
- Verificar la información de estación de la solución con respecto a las notas tomadas en el campo.
 - ✓ Los nombres de estación
 - ✓ Las alturas de antena, tipos y métodos de medición
 - ✓ Los tiempos de inicio y parada
- Comprobar el resumen de seguimiento (rastreo) de fase del satélite de cada estación, para notar cualquier interrupción o vacío en las señales L1 o L2.
- Comprobar el resumen de seguimiento de fases del satélite combinado.
- Comprobar los dibujos residuales residuales de cada satélite. Estos muestran el RMS de cada satélite, utilizado para determinar la solución de línea base, a su vez rechazar en los tiempos donde se genere mayor valor de RMS.
- Posteriormente se realiza el ajuste de redes por el método de mínimos cuadrados (operación automática por el software), basado en la teoría de probabilidades, para determinación de los valores de las coordenadas.

La finalidad de realizar un ajuste por mínimos cuadrados de una red es:

- Estimar y quitar los errores aleatorios.
- Proporcionar una solución única cuando existen datos redundantes.
- Minimizar las correcciones hechas a las observaciones.
- Detectar equivocaciones y errores grandes.
- Generar información para el análisis, incluidas las estimaciones de la precisión.

3.2. Geología y Geotecnia

3.2.1. Generalidades

3.2.1.1. Antecedentes

En Marzo del 2017 registramos y fuimos impactados por el anómalo fenómeno climático denominado el “**Niño Costero**”. A consecuencia de altas temperaturas (7°C por encima de lo normal en temporada estival) del mar en la costa Peruana, e incidentemente ocurrió el debilitamiento del anticiclón del Pacífico Sur.

Las consecuencias del anómalo fenómeno climático del “**Niño Costero**” fueron las siguientes:

- Generación de intensas lluvias
- Activación de riesgos geodinámicas externos: aludes, huaycos, inundaciones, avalanchas de lodos, inestabilidad de taludes, socavamiento de terrazas aluviales, erosión de riberas, colapso miento de defensas ribereñas, colmatación en las terrazas adyacentes del río Piura.
- Destrucción de las redes de agua y desagüe, destrucción de canales de irrigación y encarecimientos de alimentos de primera necesidad.
- Destrucción de 7500 metros de carretera, destrucción de 509 puentes, destrucción de viviendas, colegios y hospitales.
- Activación de epidemias (zica, dengue), encarecimiento de medicinas y servicio médico.



- Pérdidas económicas que superan los US \$ 3100 millones de dólares.

3.2.1.2. Descripción

Según el proyecto propuesto, deberá ser adecuada para resistir avenidas, bajo los siguientes efectos:

- Arrastre de material areno limoso y clastos poli génicos erosionada de las laderas en las partes altas de las cuencas.
- Erosión al que están expuestas las estructuras, se deberá tomar en cuenta la magnitud de los caudales, la velocidad de la corriente y el tipo de material del lecho que conforma las márgenes del río Piura.

El proyecto plantea la construcción de un Sistema Integral de Defensa Ribereña (2.90 km) y Encauzamiento del río Piura en el sector de Los Ejidos - Puente Cáceres y una descolmatación total del cauce, evacuando el material sedimentado fuera de cauce del río.

Actualmente esta zona no cuenta con el sistema de protección ribereña completo, salvo en el tramos cercanos al Puente Cáceres (120 ml. Aguas arriba, margen izquierda).

La descripción de la alternativa de defensa se va a realizar separando los dos componentes principales que son Encauzamiento del río y Protección de ribereña.

3.2.1.3. Objetivo del Estudio

El estudio geotécnico es el conjunto de actividades que ha permitido obtener información geológica y geotécnica del terreno, necesaria para determinar la naturaleza y propiedades del terreno. Se realizó una investigación del subsuelo, características y condiciones geológicas y geomorfológicas del sitio, características sísmicas de la región y características estructurales de las obras a construir con el fin de proveer recomendaciones geotécnicas que sirvan de base para el diseño, cálculo y construcción de la cimentación e implantación de las estructuras proyectadas. Ello permitirá garantizar la seguridad y el adecuado comportamiento de las futuras estructuras de defensa ribereña contra la inundación de las ciudades de Piura y Castilla.

3.2.2. Geología Regional y Local

Geológicamente, el área de estudio se encuentra dentro de la “Cuenca Sechura”, cuenca sedimentaria desarrollada en la segunda división del cenozoico de la era terciaria, en el eoceno superior hace aproximadamente unos 35 millones de años. Esta cuenca comprende una secuencia de sedimentos de unos 2500 metros de espesor, que descansan sobre un basamento metamórfico muy antiguo correspondiente al Paleozoico inferior de hace aproximadamente 600 millones de años. Las formaciones geológicas que conforman la cuenca van desde el Cretáceo hasta el Cuaternario Reciente, pasando por el Terciario.

Los materiales rocosos más antiguos presentes en el área de proyecto – curso medio del río en zona urbana - están constituidos mayormente por un basamento de rocas sedimentarias terciarias de la Formación Zapallal Superior que conforman un cauce encajado del río Piura, cubiertas parcialmente por depósitos cuaternarios recientes de naturaleza mayormente aluvial, fluvial y eólica.



La formación Zapallal es la unidad geológica más antigua que aflora en la zona, es de origen marino y de mayor espesor en la estratigrafía local, producto de una intensa sedimentación durante el Terciario. Se caracteriza por presentarse como una secuencia de sedimentitas poco compactas dispuestas en forma intercalada.

Los afloramientos de la Formación Zapallal están conformados mayormente de areniscas tobáceas y diatomáceas de grano fino a muy fino con limolitas y arcillitas, a veces arcillas bentoníticas, alteradas a muy alteradas, que en superficie se presentan como un conjunto de materiales blandos constituyendo suelos tipo residual.

Dentro de un contexto geológico más amplio, en área aledaña a la zona de estudio se pueden distinguir:

Terrazas Marinas

Son extensas porciones de la plataforma continental emergida, como consecuencia de sucesivos levantamientos. Están constituidas por sedimentos clásticos de antiguas plataformas continentales que fueron depositados por corrientes marinas y fluviales.

Entre ellos tenemos a los Tablazos Máncora, Talara y Lobitos (Palacios, 1994).

Se tiene las coquinas, que están conformadas mayormente por fragmentos de conchuelas y lumaquelas, con una matriz mayormente bioclástica.

Tablazo Máncora: Compuesto litológicamente por conglomerados con cantos de rocas de diferente naturaleza, arena fina y gruesa, bioclásticas con contenido de fragmentos de conchas, lumaquelas y coquinas concentradas de caparzones, dentro de una matriz areniscosa y salina, que representa facies de aguas cercanas al litoral.

Tablazo Talara: Su litología varía en razón a la distancia al mar. Está constituida de conglomerados lumaquílicos o lumaquelas poco consolidadas, en una matriz bioclástica o arenisca arcósica. En los sectores más orientales está constituido por conglomerados coquiníferos o coquinas. Sus afloramientos se extienden desde Mórrope, llegando hasta la zona de Talara.

Tablazo Lobitos: Constituye la plataforma más baja, con una secuencia conglomerádica a poco consolidada, con rodados sub angulosos y de naturaleza variada; incluye faunas bien conservadas, no fosilizadas, con matriz bioclástica o areniscosa. Se extiende desde la hoja de Paita hasta la localidad de Lobitos.

3.2.3. CONDICIONES GEOMORFOLOGICAS DEL RIO PIURA

Los procesos morfológicos en el río Piura, son puntos de primer orden a ser considerados en las diferentes obras de defensa a ser proyectadas sobre o dentro de su cauce. La mayoría de fallas observadas en las obras actuales se debe a la socavación de sus cimentaciones durante las grandes avenidas, sobre todo durante los fenómenos extraordinarios como es el fenómeno “El Niño”.

Los procesos morfológicos en río Piura en el área de proyecto se manifiestan de muchas maneras: profundización del cauce, degradación del lecho, agradación del lecho, erosión de curvas, erosión local, etc. El desarrollo y evolución de estos procesos depende de factores como: descarga líquida, transporte de sedimentos, pendiente del río, características geométricas de la sección, geología local, estrechamiento antrópico del cauce, modificaciones artificiales en diversos tramos por construcción de puentes, defensas ribereñas, entre otros.



Los eventos más saltantes que puedan comprometer el buen comportamiento de las estructuras de defensa ribereña vienen a ser el estrechamiento del cauce conforme se vaya llegando a terrenos más llanos, donde se tiene acciones de tubificación y eliminación de materiales finos de los materiales correspondientes al cuerpo del dique.

Otro detalle a tener bastante en cuenta en lo relacionado a la fundación de las estructuras de protección vienen a ser las acciones de la erosión local en el pie y una de cimentación del talud en contacto con las aguas del río, en este caso se tiene un modelamiento bastante brusco del cauce del río por acciones de desgaste y arrastre de los materiales que cubren y sostienen el talón del dique de contención, sobre todo en aquellos lugares donde tengamos un estrangulamiento del cauce natural del río.

Actualmente, el comportamiento del río Piura durante las grandes avenidas es que se producen inundaciones de las ciudades de Piura y Castilla por zonas donde antes no había ocurrido. Asimismo, su comportamiento violento y torrencioso a afectado la fundación de sistemas actuales de defensa ribereña, tales como el tablaestacado y el cuerpo del dique, acumulaciones de materiales propios de río como defensa y diques de enrocados construidos en algunos casos. El problema con la socavación y posterior colapso de las estructuras construidas y por construir, viene dado por acciones del fenómeno “El Niño” con eventos extraordinarios como los ocurridos en los años de 1998 u últimamente con el denominado “El Niño Costero”.

3.2.4. GEOLOGIA DEL EJE DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS

En la zona de estudio correspondiente al tramo I, prevalece la presencia de depósitos cuaternarios de materiales cuaternarios, de escasa a regular potencia compuestos por depósitos aluviales y fluviales, los cuales fueron acarreados por el mismo río Piura a lo largo de todo su curso aguas arriba, sumados a los depósitos eólicos encontrados sobre la planicie, por donde se tiene las ciudades de Piura y Castilla, que requieren ser protegidas contra las inundaciones.

A continuación, se describe la litología de cada unidad geológica incidente en área del estudio constituida materiales correspondientes a depósitos cuaternarios a lo largo del trazo del eje de las defensas ribereñas. Los materiales corresponden a los del tipo: aluvial, fluvial y residual; en algunos casos son depósitos mixtos que estratigráficamente sobreyacen a la Formación Zapallal.

Aflora en los alrededores del puente Cáceres, en las márgenes izquierda y derecha del río Piura y en la margen derecha hacia el sector del Cuartel El Chipe, aflora también en el puente Sánchez Cerro, margen izquierda del río. A la altura del Puente Bolognesi el Zapallal ha sido erosionado encontrándose en la profundidad de 2.30 m en el cauce hacia la margen izquierda presentándose como roca bastante meteorizada hasta el estado de arcilla. Sin embargo, hacia la parte externa del estribo izquierdo la formación Zapallal superior se encuentra a 2.25 m de la superficie. Aguas abajo del puente Bolognesi el cauce del río Piura, la formación Zapallal se engrosa, profundizándose gradualmente conformando en subsuelo un talud de escarpa.

La cobertura de estas rocas sobre el cauce y riberas están constituidas mayormente por depósitos aluviales, fluviales, sueltos a densos de tipo SP, SM y SC con cuerpos de limos (ML y MH) y arcillas (CL y CH) de espesor variable en todo el tramo en estudio. Depósitos eólicos sueltos cubren parcialmente las riberas y los depósitos antrópicos que conforman el cuerpo de los diques de defensa ribereña.



- **Depósitos fluviales (Qr-f)**

Se hallan acumulados en el fondo y márgenes del río Piura, y relacionados a la zona de escorrentía actual de y están constituidos por arenas de color pardo amarillento hacia la base y de color gris claro en superficie, variando su grado de compacidad de bajo a medio conforme se profundiza en el cauce del mismo. Se observa presencia de lentes de arcillas de color marrón claro a pardo de plasticidad media y de buena distribución el área. Asimismo, materiales de limos arcillosos Tienen su mayor amplitud en las zonas de valle y llanura; los depósitos más importantes se hallan en el cauce del Río Piura.

- **Depósitos aluviales (Qr-a)**

Depósitos que ocupan la estrecha zona de inundación en el tramo en estudio. La distribución superficial de este tipo de materiales se amplía hacia las zonas de las terrazas antiguas del río Piura, en las que se asientan las principales áreas agrícolas y está constituido por materiales conglomerádicos no consolidados compuesto de cantos rodados de cuarcitas, rocas volcánicas e intrusivos provenientes de la Cordillera Occidental. Los depósitos aluviales son unidades de conglomerados y fanglomerados polimícticos, poco consolidados, con una matriz arenosa o limo arcillosas. Se ubican en limitadas terrazas de ambas márgenes del río Piura.

- **Depósitos eólicos (Qr-e)**

Los depósitos eólicos son grandes bancos de arena suelta de grano fino a muy fino con lentes limosos de muy baja compacidad, cuyo movimiento superficial ocurre como mantos de arena de sur a norte y de suroeste a noreste. Este depósito cubre casi toda el área de estudio fuera del cauce fluvial.

Este tipo de depósitos se distribuye principalmente en la margen derecha del río Piura desde el Sector Los Ejidos - Puente Cáceres, en el tramo Sur del Sector Puente Bolognesi - Puente Integración. En general en el extremo norte de la zona de estudio y se trata de arenas limosas de color gris claro sueltas, producto del retrabajo de materiales aluviales y fluviales por el viento y depositadas aguas arriba del mismo. Se trata de acumulaciones de arenas de espesor variable y en algunos sectores detenidos por presencia de vegetación arbustiva.

- **Depósitos de Suelos Tipo Residual.**

Producto de la alteración físico-química in situ y sin transporte de las rocas originarias correspondientes a la Formación Zapallal (Tm-zas-alterada) a las que cubren a manera de tapizado. Geotécnicamente, están constituidos por suelos de arena tobácea, y diatomácea de grano fino a muy fino, areniscas arcósicas con limos poco plásticos y arcillas en forma intercalada. En general, son materiales poco compactos con intercalaciones de arenas finas; que ocasionalmente varían a areniscas medias a gruesas con niveles de limos y arcillas



Cuadro N° 3.2: Estratigrafia local

ERATEMA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTATIGRAFICAS	
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	SUELO RESIDUAL	 Qr-sr
			DEPOSITO EOLICO	 Qr-e
			DEPOSITO COLUVIAL	 Qr-co
			COBERTURA DELUVIALES	 Qr-de
			DEPOSITO FLUVIAL	 Qr-fl
			DEPOSITOS ALUVIALES RECIENTES	 Qr-al
		PLEISTOCENO	DEPOSITOS ALUVIALES ANTIGUOS	 Qp-al
			TABLAZO LOBITOS	 Qp-tl
			TABLAZO TALARA	 Qp-tt
	TERCEARIO		FORMACION MIRAMAR	 Tam-mi
			FORMACION ZAPALLAL	 Tm-zas

3.2.5. GEOLOGIA ESTRUCTURAL LOCAL

Desde el punto de vista estructural el área de proyecto se encuentra en la zona media de la Cuenca del río Piura; es decir, entre la parte alta afectada por estructuras NNW - SSE característica de los Andes Centrales y varía a la dirección NNE - SSW, propio de los Andes Septentrionales (GANSSE, 1978, CALDAS et al, 1987); y la llanura costanera. La tectónica Andina, afecta a la secuencia sedimentaria terciaria y se caracteriza por ser del tipo frágil; es decir, de fracturación y fallamiento tafrogénico o fallamiento en bloques, los mismos que controlan el curso de los ríos y, en especial, del río Piura en la que la tectónica en bloques se evidencia por fallamientos del tipo normal en el sector Los Ejidos - Puente Cáceres, donde se puede apreciar fallamiento de dirección NE - SW, poniendo en contacto rocas de edades diferentes correspondientes a la Formación Zapallal en sus diferentes miembros. Además, las rocas Terciarias se encuentran afectadas por tres sistemas de diaclasamiento, los mismos que les dan una geometría ortogonal a los bloques de rocas terciarias.

De estudios previos e información obtenida de trabajos de perforación geotécnica y excavación de calicatas, se postula que, el fallamiento en bloques controla de modo efectivo el grado de engrosamiento de la cubierta cuaternaria a lo largo del río y su llanura de inundación, correspondiendo a los bloques levantados de las zonas de emplazamiento, en el sector de Los Ejidos, en la margen izquierda y el graben correspondiente entre la misma y los inicios de la zona de afloramiento cercano al Puente Cáceres, donde comienza el segundo horst, con una continuidad hasta el Puente Bolognesi aproximadamente y a partir del cual se inicia el graben Sur de mayor significación y propio de un talud de escarpa, en cuya base se acumulan espesores mayores a los 12 metros y con progresivo incremento en dirección hacia la cuenca de Sechura.



3.3. INVESTIGACION GEOTECNICA

La ejecución de las investigaciones geotécnicas ha estado encaminada a la caracterización del terreno donde se requiere construir las obras de defensa ribereña, apoyados con los respectivos ensayos de laboratorio.

En la exploración de campo, se contempló la ejecución de calicatas a cielo abierto en lugares estratégicos de los ejes proyectados, lo cual sumado a las trincheras y cortes naturales realizados por el río Piura, así como una inspección visual del cauce del río, donde ha de llevarse a cabo la materialización del proyecto.

El estudio geotécnico está sustentado con el programa de investigación geognóstica ejecutado, labor que consistió en investigaciones in situ mediante la excavación de calicatas y/o trincheras cuyas profundidades varían de 4.0 a 6.0 metros. Así mismo, dentro de las calicatas de investigación se efectuaron ensayos de densidad natural, humedad, toma de muestras representativas para ensayos de laboratorio y descripción del registro lito-estratigráfico. También se efectuaron ensayos de penetración ligera DPL, con el objetivo de conocer la característica geotécnica y profundidad de coberturas de baja compacidad como arenas y limo arenosos.

Es importante indicar que se obtuvo registro fotográfico de cada calicata y ensayo.

Los trabajos concernientes al estudio geotécnico cumplen la Norma E-050 Suelos y Cimentaciones, que forma parte del Reglamento Nacional de Edificaciones. A su vez, y en concordancia con dicho Reglamento, se invocarán las normas ASTM u otras que el Consultor considere conveniente recomendar. Asimismo, deberá ceñirse al Manual de Carreteras: Hidrología, Hidráulica, Drenaje, Suelos, Geología, Geotecnia y Pavimentos, del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, aprobada con Resolución Directoral N° 10-2014-MTC/14 y al Manual de Ensayo de Materiales, del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, aprobada con Resolución Directoral N° 18-2016- MTC/14.

A continuación, se describen los trabajos de investigación geotécnica en campo.

3.4. CALICATAS DE PROSPECCION

Las calicatas excavadas y/o perfiladas se realizaron en la margen izquierda del río Piura, se excavaron en un área de 1.60 x 1.70 m. aproximadamente, de profundidad variable de acuerdo a la potencia y características de la cobertura superficial (suelo) en cada calicata excavada se describieron las características lito – estratigráficas, gradación de materiales, compacidad, grado de humedad o afluencia de agua y estabilidad de las paredes de excavación. Adjuntamos coordenadas de cada calicata y/o trinchera excavada.



Equipo utilizado

Equipo y materiales utilizados en la investigación geotécnica son las siguientes:

Cuadro N°3.3: Equipos y materiales utilizados

Equipos y/o Materiales	Cantidad
Equipo completo de densidad natural	02
Equipo completo de penetración ligera DPL	02
Balanzas	02
Picotas de geólogo	02
GPS	02
Lampas	08
Picos y Barretas	08
EPP, Insumos de gabinete, materiales	12

Fuente: propia

Cuadro N°3.4: Calicatas excavadas

CALICATA	PROF.(m)	COORDENADAS	
		ESTE	NORTE
EC-11	1.00 m.	542678,353	9429554
EC-12	4.80 m.	542323,646	9428780
EC-13	6.00 m.	542006,784	94282625
EC-14	6.00 m.	541861,547	9427774
EC-15	6.00 m.	541735,803	9427341
EC-16	5.70 m.	541586,766	9427102

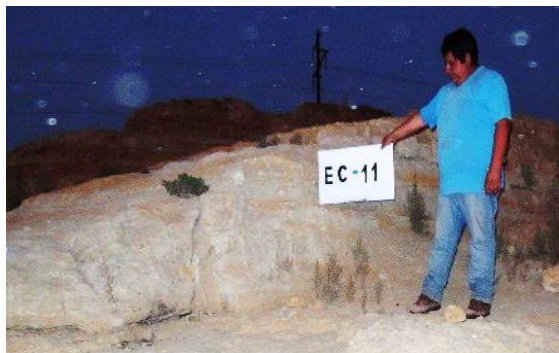
Fuente: propia



Fotografía y Estratigrafía de las Calicatas Investigadas

CALICATA EC-11

Se observa afloramiento sedimentario de la formación Miramar, ubicado en el estribo izquierdo de la Presa Ejidos.



Afloramiento rocoso sedimentario, se observan estratos o niveles de diferentes características.

Fuente: propia



CALICATA EC-12


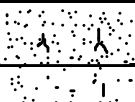
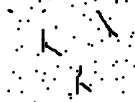
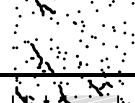
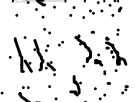
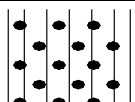
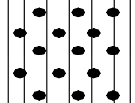
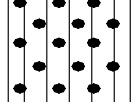
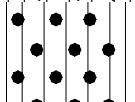
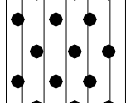
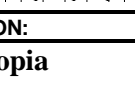
Se excavo hasta 4.80 m, el registro lito-estratigráfico corresponde a cobertura eólicas.



ENSAYOS DE DENSIDAD

Fuente: propia



MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.						
REGISTRO LITO ESTRATIGRAFICO						
UBICACION: RIO PIURA M/I			Calicata N°: EC - 12			
Coordenadas Norte: 9 428 779.719			Ancho: 1.30m / 1.50m	Ejecutado: J.O.P / A.G.E		
Coordenadas Este: 542 323.646			Largo: 2.00m / 2.50m	Revisado: J.B.G		
Cota (m.s.n.m.): 27.00			Profundidad: 4.80 m	Fecha: Diciembre 2017		
Prof (m)	Long (m)	Perfil Estratigrafico	Descripcion	ENSAYOS IN SITU		SUCS
				DENSIDAD	D P L	
0.50			Arena de grano fino en mayor proporción, poco húmedo, presencia de raíces orgánicas.			
1.00						
1.50			Horizonte arenoso, de grano fino con presencia de raíces organicos diseminada.			
2.00						
2.50						
3.00						
3.50			Banco arcillo - arenoso, color marrón, poco plastico, se diferencia un aumento progresivo de la humedad natural			
4.00						
4.50						
4.80				D-14E		CL

OBSERVACION:

Fuente: propia



CALICATA EC – 13



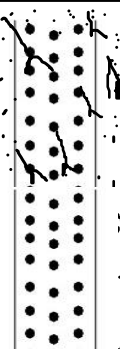

Investigación llega a 4.80 m, el registro lito-estratigráfico corresponde a transiciones eólicas y horizontes limo arenosos infrayace secuencias arcillosas



ENSAYO DENSIDAD NATURAL

Fuente: propia



MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.							
REGISTRO LITO ESTRATIGRAFICO							
UBICACION: RIO PIURA M/I			Calicata N°: EC - 13				
Coordenadas Norte: 9,428,264.971			Ancho: 1.30m / 1.50m	Ejecutado: J.O.P / A.G.E			
Coordenadas Este: 542006.784			Largo: 2.00m / 2.50m	Revisado: J.B.G			
Cota (m.s.n.m.):			Profundidad: 6.00m	Fecha: Diciembre 2017			
Prof (m)	Long (m)	Perfil	Descripcion	ENSAYOS IN SITU		sucs	
		Estratigrafico		DENSIDAD	D P L		
0.50			Top Soil. Transiciones areno-limosas. Abundante raices.			OH	
1.00						Banco arenoso de gradacion fina, color beige amarillento, muy baja compacidad. Con presencia de raices.	SP
1.50							Transiciones limo-arenosas, mayor proporcion de arena, seco, color beige. Compacidad muy baja a baja, presencia de raices.
2.00							
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.50							
5.00							
5.50							
6.00				D - 15E			

OBSERVACION:

Fuente: propia



CALICATA EC-14

Se excavo hasta una profundidad de 6.00 m, el registro lito-estratigráfico corresponde cobertura eólica limosa con gran cantidad de raíces (1.24 cm), infrayace horizonte arcillo arenoso



ENSAYOS: DENSIDAD, DPL Y TOMA DE MUESTRA REPRESENTATIVA

Fuente: propia



MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.							
REGISTRO LITO ESTRATIGRAFICO							
UBICACION: RIO PIURA M/I			Calicata N°: EC - 14				
Coordenadas Norte:		9 427 774.468	Ancho: 1.30m / 1.50m	Ejecutado: J.O.P / A.G.E			
Coordenadas Este:		541 861.547	Largo: 2.00m / 2.50m	Revisado: J.B.G			
Cota (m.s.n.m.):			Profundidad: 6.00m	Fecha: Diciembre 2017			
Prof (m)	Long (m)	Perfil Estratigrafico	Descripcion	ENSAYOS IN SITU		SUCS	
				DENSIDAD	D P L		
0.50			Top soil, cobertura orgánica en transiciones arcillo arenosos y abundante raices.			O H	
1.00			Horizonte arenoso y limo - arenosa color beige claro. De baja compacidad, se observan raices.				
1.50						S M --- S C	
2.00			Banco arcilloso con transiciones areno limosos, arcillosas color marrón claro, plastico poco humedo. Compacidad de media a alta.				
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.5							
5.00							
5.50							
6.00							
OBSERVACION:				D-16 E			

Fuente: propia



CALICATA EC – 15


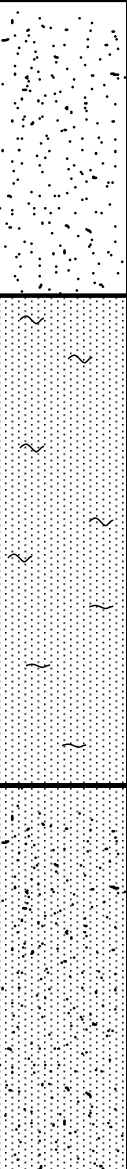
Investigación a 6.00 m, el registro lito-estratigráfico corresponde secuencias de limo arenosos y horizonte arcillo arenoso



ENSAYOS: DENSIDAD y DPL.

Fuente: propia



MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.							
REGISTRO LITO ESTRATIGRAFICO							
UBICACION: RIO PIURA M/I			Calicata N°: EC - 15				
Coordenadas Norte:		9427340.782		Ancho: 1.30m / 1.50m		Ejecutado: J.O.P / A.G.E	
Coordenadas Este:		541735.803		Largo: 2.00m / 2.50m		Revisado: J.B.G	
Cota (m.s.n.m.):				Profundidad: 6.00m		Fecha: Diciembre 2017	
Prof (m)	Long (m)	Perfil Estratigrafico	Descripcion	ENSAYOS IN SITU		SUCS	
				DENSIDAD	D P L		
0.50			<p>Horizonte arenoso de grano fino, color beige claro, con compacidad muy blanda, se observan raíces orgánicas.</p> <p>Banco areno limoso color beige de grano fino a medio, con compacidad media, no presenta material orgánico.</p> <p>Transiciones areno limosas color marrón claro de grano medio, compacidad media, presencia de humedad natural.</p>			OH	
1.00							
1.50							
2.00						SM	
2.50							
3.00							
3.50							
4.00							
4.50							
5.00							
5.50							
6.00							
				D-17E			

OBSERVACION:

Fuente: propia



CALICATA C-16

Se investigó hasta 5.70 m.; el registro lito-estratigráfico corresponde superficialmente a mantos eólicos y orgánicos (90 cm), subyacen transiciones arcillosas y horizontes areno limosas.



ENSAYOS: DENSIDAD y DPL. TOMA DE MUESTRA REPRESENTATIVA

Fuente: propia



MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.						
REGISTRO LITO ESTRATIGRAFICO						
UBICACION: RIO PIURA M/			Calicata N° : EC - 16			
Coordenadas Norte:		9 427 102.157	Ancho: 1.30m / 1.50m	Ejecutado: J.O.P / A.G.E		
Coordenadas Este:		541 586. 766	Largo: 2.00m / 2.50m	Revisado: J.B.G		
Cota (m.s.n.m.):			Profundidad: 5.70 m	Fecha: Diciembre 2017		
Prof (m)	Long (m)	Perfil Estratigrafico	Descripcion	ENSAYOS IN SITU		SUCS
				DENSIDAD	D P L	
	0.5 m		TOP SOIL, material limo arenoso color beige claro con presencia de raíces.			O H
0.50	2.8m		Secuen			S M
1.00						
1.50						
	2.40m		Horizont			S M
2.00						
2.50						
3.00						
3.50	2.40m		Horizont			S M
4.00						
4.50						
5.00						
	2.40m		Horizont			S M
5.50						
5.70						
D-18E						
OBSERVACION:						

Fuente: propia



3.5. Densidad Natural

En las calicatas excavadas se efectuaron ensayos de densidad natural método del cono de arena (**ASTM-D-1556**). Esta norma de ensayo establece el método de ensayo estándar para determinar la densidad in situ mediante el método de cono de arena.

Adjuntamos las densidades naturales efectuadas en cada calicata investigada.

Cuadro N° 3.5: Densidad natural y humedad

CALICATA N°	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	HUMEDAD (%)
E C – 11		
E C – 12	1.24	11.10
E C – 13	1.39	4.20
E C – 14	1.47	5.32
E C – 15	1.43	4.85
E C – 16	1.43	5.72

Fuente: propia

3.6. Ensayo de Penetración Ligera

Este método de investigación geotécnica consiste en introducir una varilla de acero, en la punta se encuentra un cono metálico de penetración (con 60° de punta), mediante la aplicación de golpes continuos con el martillo (peso de 10 kg.) se deja caer desde una altura de 50 centímetros. La medida de la resistencia a la penetración es registrada en número “N”, la cual es correlacionada con las propiedades relativas del suelo, particularmente con sus Parámetros de resistencia de suelos cohesivos, densidad relativa y capacidad portante, etc., cuyos resultados serán utilizados en el diseño de las estructuras que solicitan los diseños de la defensa ribereña.

Los valores N del SPT obtenidos en el campo, son un índice del comportamiento del suelo, con los cuales se estiman algunos de sus parámetros resistentes. Este ensayo no mide directamente alguna propiedad convencional del suelo, es útil sólo cuando se dispone de correlaciones apropiadas.

Equipos y materiales utilizados

- Equipo de DPL DIN 4094
- Cono metálico de penetración (60°)
- Yunque o Cabezot
- Barras metálicas aceradas graduadas.
- Llaves inglesa, guantes, soguillas, etc.



Cuadro N° 3.6: Ensayos DPL

CALICATA	PROF.(m)	COORDENADAS		DPL		
		ESTE	NORTE	N°	PROF.(m)	CONSISTENCIA
EC - 10	5.70 m.	542417,937	9429702	DPL - 8	DE 0.40m A 7.00m	0.40 – 3.20 = BLANDA
						3.20 A 7.00 = FIRME
EC - 13	6.00 m.	542006,784	9428265	DPL – 9	DE 2.60m A 7.50m	
						2.60 – 4.00 = MEDIA
						4.00 A 7.50 = FIRME
EC - 14	6.00 m.	541861,547	9427774	DPL - 10	DE 2.00m A 7.50m	
						2.60 – 3.80 =MEDIA
						3.80 – 7.50 = FIRME
EC - 15	6.00 m.	541735,803	9427341	DPL - 11	DE 3.50m A 7.10m	0.00 – 1.30 = BLANDA
						1.30 – 3.40 = MEDIA
						3.40 A 7.10 = FIRME
EC - 16	5.70 m.	541586,766	9427102	DPL - 12	DE 3.50m A 7.510m	0.00 – 4.60 = BLANDA
						4.60 – 5.80 = MEDIA
						5.80 – 7.50 = FIRME

Fuente: propia



HC&A		MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.				
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA						
ENSAYO :		DPL - 9		UNIDAD DE OBRA : DIQUE MARGEN IZQUIERDA, RIO PIURA		
PROF. INICIO :		2.60		EJECUTADO : Técnico V. Gutierrez		
PROF. FINAL :		7.50		REVISADO : Geólogo J. Otoya		
CALICATA Nº :		EC - 13		FECHA : DICIEMBRE 2017		
COORDENADAS		:N 9 428264,97 :E 542006,784		LUGAR : PIURA		
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA
			N SPT	ϕ (°) suelo friccionante	c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	
	Cobertura orgánica en transiciones arcillo arenosos y gran cantidad de raices.	OH				
1.00						
	Banco arenoso de gradacion fina, color beige amarillento, muy baja compacidad. Con presencia de raices.	SP				
2.00						
3.00						
4.00	Transiciones limo-arenosas, mayor proporcion de arena, seco, color beige. Compacidad muy baja a baja, presencia de raices.	SM				
5.00			15	-	-	
6.00						
7.00						
8.00						
OBSERVACIONES: DE 2.60 A 4.00 m LA RESISTENCIA DEL SUELO ES MEDIA (0.50 - 1.00 kg/cm ²). LA RESISTENCIA DEL SUELO DE 4.00 a 7.50 m. ES FIRME (1.00 - 2.00 kg/cm ²)						

Fuente: propia



HC&A		MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.				
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA						
ENSAYO :		DPL -10		UNIDAD DE OBRA : DIQUE MARGEN IZQUIERDA, RIO PIURA		
PROF. INICIO :		4.70		EJECUTADO : Técnico V. Gutierrez		
PROF. FINAL :		7.50		REVISADO : Geólogo J. Otoyá		
CALICATA Nº :		EC - 1 4		FECHA : DICIEMBRE 2017		
COORDENADAS		:N 9 427774,47 :E 541861,547		LUGAR : PIURA		
PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA N _{DPL} = N° de golpes 10 cm
			N SPT	Φ (°) suelo friccionante	c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	
	cobertura orgánica en transiciones arcillo arenosos y raíces	OH				
1.00	Horizonte arenoso y limo - arenosa color beige claro. De baja compacidad, se observan raíces.	S M				
2.00						
3.00						
4.00	Banco arcilloso con transiciones areno limosos, arcillosas color marrón claro, plastico poco humedo. Compacidad de media a alta.	S M SC				
5.00			15	-	-	
6.00						
7.00						
8.00						
OBSERVACIONES: DE 2.60 A 3.80 m LA RESISTENCIA DEL SUELO ES MEDIA (0.50 - 1.00 kg/cm ²). LA RESISTENCIA DEL SUELO DE 4.00 a 7.50 m. ES FIRME (1.00 - 2.00 kg/cm ²)						

Fuente: propia



		MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.			
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA					
ENSAYO :		DPL - 11		UNIDAD DE OBRA :	
PROF. INICIO :		0.00		EJECUTADO :	
PROF. FINAL :		7.10		Técnico V. Gutierrez	
CALICATA Nº :		E C - 1 5		REVISADO :	
COORDENADAS		:N 9 427340,78		Geólogo J. Otoyá	
		:E 541735,80		FECHA :	
				DICIEMBRE 2017	
				LUGAR :	
				PIURA	

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N	ϕ (°)	c (Kg/cm ²)	N _{DPL}	Nº de golpes 10 cm
			SPT	suelo	suelo		
			riccionante	cohesivo			
1.00	cobertura orgánica en transiciones arcillo arenosos y raíces	O H					
2.00							
3.00	Banco areno limoso color beige de garno fino a medio, con compacidad media, no presenta material organico.						
4.00		S M					
5.00	Transiciones areno limosas color marron claro de grano medio, compacidad media, presencia de humedad natural.						
6.00							
7.00			15	-	-		
			15	-	-		
8.00							

OBSERVACIONES: DE 0.00 A 1.30 m. LA RESISTENCIA DEL SUELO ES BLANDA (0.25 - 0.50 kg/cm²). DE 1.30 A 3.40 m LA RESISTENCIA DEL SUELO ES MEDIA (0.50 - 1.00 kg/cm²). LA RESISTENCIA DEL SUELO DE 3.40 a 7.10 m. ES FIRME (1.00 - 2.00 kg/cm²)

Fuente: propia



		MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.			
ENSAYO DE PENETRACION DINAMICA LIGERA					
ENSAYO :		DPL - 12		UNIDAD DE OBRA :	
PROF. INICIO :		3.00		DIQUE MARGEN IZQUIERDA, RIO PIURA	
PROF. FINAL :		7.50		EJECUTADO :	
CALICATA Nº :		EC - 16		Técnico V. Gutierrez	
COORDENADAS		:N 9 427102,16		REVISADO :	
:E 541586,76				Geólogo J. Otoyá	
				FECHA :	
				DICIEMBRE 2017	
				LUGAR :	
				PIURA	

PROF. (m)	DESCRIPCION DEL SUELO	S U C S	CORRELACIONES			ENSAYOS DE PENETRACION DINAMICA LIGERA	
			N SPT	ϕ (°) suelo friccionante	c (Kg/cm ²) suelo cohesivo	N _{DPL}	Nº de golpes 10 cm
	cobertura orgánica en transiciones arcillo arenosos y raices	O H					
1.00							
2.00	Secuencia limo- arenosa con lentes erraticos arcillosos, poco húmedo y grado de compactación media a baja , presencia de raíces gruesas y delgadas en mayor cantidad.						
3.00							
4.00							
5.00	Horizonte Limoso y secuencia limo-arenosa, esporadicos trazas arcillosos, poco húmedo, compactación media.	S M					
6.00							
7.00							
8.00							

OBSERVACIONES: DE 0.00 A 4.60 m. LA RESISTENCIA DEL SUELO ES BLANDA (0.25 - 0.50 kg/cm²). DE 4.60 A 5.80 m LA RESISTENCIA DEL SUELO ES MEDIA (0.50 - 1.00 kg/cm²). LA RESISTENCIA DEL SUELO DE 5.80 A 7.50 m. ES FIRME (1.00 - 2.00 kg/cm²)

Fuente: propia



3.7. Ensayos de laboratorio

El estudio programo la ejecución de ensayos estándar de laboratorio, siguiendo las Normas establecidas. Los ensayos para mecánica de suelos es el siguiente:

Análisis Granulométrico por tamizado (ASTM-D-422)

Este ensayo consiste en pasar una muestra de suelo seco a través de una serie de mallas de dimensiones estandarizadas a fin de determinar las proporciones relativas de los diversos tamaños de las partículas determinados en la muestra extraída de las calicatas.

Clasificación de suelos SUCS (ASTM-D-2487)

Esta clasificación unificada de suelos consiste en determinar mediante el análisis granulométrico el tipo de material constituido por el suelo en caso de ser de granulometría fina que pasa más de 50% la malla N° 200 o gruesa si es retenida en >50% de la malla N° 200 y dar su respectiva equivalencia en nomenclatura definida por la Clasificación.

Contenido de Humedad Natural (ASTM-D-2216)

Este ensayo nos permite determinar en el Laboratorio la cantidad dada de agua presente en una cantidad dada de suelo en términos de su peso en seco.

Gravedad específica de los Sólidos (ASTM D-854)

El ensayo determina el peso específico de las sustancias sólidas existentes en el suelo.

Límites de Consistencia (ASTM-D-4318)

Los límites de consistencia son:

Límite Líquido: ASTM-D-423

Límite Plástico: ASTM-D-424

Los ensayos de este tipo permiten expresar cualitativamente el efecto de la variación del contenido de humedad en las características de plasticidad de un suelo cohesivo. Los ensayos se efectúan en la fracción de muestra de suelo que pasa la malla N° 40.

La obtención de los límites líquido y límite plástico de una muestra de suelo permiten determinar un tercer parámetro que es el índice de plasticidad.

Proctor Standard (ASTM-D-698-C)

Este ensayo se ha efectuado para densificar el suelo por medios mecánicos, con pistón de 5 ½ libras, h=12", N = 25 golpes y 3 capas a compactar.

Corte Directo (ASTM D-3080)

El ensayo determina el valor de los parámetros de resistencia (ángulo de fricción interna y cohesión) de un suelo. El ensayo permite analizar el estado límite de equilibrio de un suelo que involucra un deslizamiento a lo largo de una superficie de falla.



3.7.1. Resultado de ensayos de laboratorio

ELABORACIÓN DE EXPEDIENTE TÉCNICO Y EJECUCIÓN DE LA OBRA: MEJORAMIENTO DEL SERVICIO DE PROTECCION CONTRA INUNDACIONES DE LAS CIUDADES DE PIURA Y CASTILLA, MARGEN DERECHA E IZQUIERDA DEL RIO PIURA EN EL TRAMO: REPRESA LOS EJIDOS AL PUENTE CACERES, DISTRITOS PIURA Y CASTILLA, DE LA PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE PIURA.

RIO PIURA MARGEN IZQUIERDA																					
CALICATA	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS		MECANICA DE SUELOS - RESULTADOS ENSAYOS DE LABORATORIO																	
				GRANULOMETRIA			CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	HUMEDAD (%)	GRAVEDAD ESPECIRCA (gr/cc)	D P L			LIMITES DE ATTERBERG			PROCTOR STANDART		CORTE DIRECTO		
		ESTE	NORTE	GRAVA %	ARENA %	FINO %					Nº	Profundidad (m)	CONSISTENCIA	LL (%)	LP(%)	IP (%)	Y (gr/cc)	W (%)	C (kg/cm2)	Φ grados	
EC - 11	1.00m.	542678,35	9429553,58				MUESTRA DE ROCA														
EC - 12	4.80m.	542324,33	9428771,92	0,00	34,40	65,6	C L	1,24	11,10	1,64				28,000	18.23	9.77	1,720	16,580	0,050	27°	
EC - 13	6.00m.	542006,78	9428264,97					S M	0,99		4,20	D P L - 9	DE: 2.60 m. A: 7.50 m.	2.60 - 4.00 = MEDIA 4.00 A 7.50 = FIRME			0,000				
EC - 14	6.00m.	541861,55	9427774,47	0,00	85,38	14,62			SM - SC		1,47		5,32	1,64	DE: 2.00 m. A: 7.50 m.	2.60 - 3.80 = MEDIA 3.80 A 7.50 = FIRME	23,250	19.17	4.08	1,690	16,140
EC - 15	6.00m.	541735,8	9427340,78				S M			1,43	4,85		D P L - 11		DE: 3.50 m. A: 7.10 m.	0.00 - 1.30 = BLANDA 1.30 - 3.40 = MEDIA 3.40 A 7.10 = FIRME			0,000		
EC - 16	5.70m.	541586,77	9427102,16	0,00	92,72	7,28		SP - SM		1,43	5,72	1,64			DE: 3.50 m. A: 7510 m.	0.0 - 4.60 = BLANDA 4.6 - 5.80 = MEDIA 5.80 A 7.50 = FIRME	21,700	19,550	2,150	1,590	14,070



MODELO GEOTECNICO

El modelo geológico-geotécnico permite comprender mejor las condiciones reinantes en el sitio de obra, además de identificar los principales problemas geotécnicos y hacer más realista la estimación de propiedades del suelo para fines de cimentación.

En este trabajo se presenta un modelo geológico del Tramo I del río Piura basado en datos de investigaciones geotécnicas, geológicas, geomorfológicas y estructurales. El modelo se completa con las propiedades geotécnicas de los materiales estableciendo finalmente los comportamientos más significativos de cada una de las zonas establecidas en el modelo geotécnico. El modelo geotécnico permitirá, pues, conocer las condiciones constructivas del terreno e identificar problemas geológicos y geotécnicos y hacerla viable, con el conocimiento obtenido de las calicatas, DPL, densidades y ensayos de laboratorio de las propiedades físicas y geotécnicas del suelo de fundación.

El modelo geotécnico representara la respuesta del terreno durante y después de la construcción de la obra de ingeniería a desarrollarse.

Los aspectos geotécnicos que definieron el modelo se describen y desarrollan a continuación.

3.7.2. CONTEXTO GEOLÓGICO

La geología local registra que la unidad lito estratigráfica de mayor incidencia en el proyecto, en general, corresponde a la Formación Zapallal y los suelos tipo residual que derivan de ésta y su incidencia directa en el área de estudio es 75 a 80 %; en segundo orden se tiene a la cobertura cuaternaria constituida de un manto arenoso de naturaleza eólica, l depósitos fluviales y aluviales y sus mezclas con incidencia directa en área de estudio de 20 a 25 %.

MARGEN IZQUIERDA:

Desde el estribo izquierdo de la presa hasta 650 metros aguas abajo se registra mayormente el **Dominio N° 2** en la ribera, constituido por la Formación Zapallal, compuesta de arenas diatomáceas y tobáceas de grano fino a muy fino, color pardo amarillo a ocre plomizo. Presentan patinas de oxidación. De 650 m. hacia aguas abajo se registra el dominio 1 y 2.

En el cauce y márgenes fluviales, es muy conspicua la presencia de suelos tipo residual en el perfil del suelo, constituidos de areniscas arcósicas con conglomerados pardo amarillentos muy meteorizados intercalados con materiales compuestos de arenas finas limos y arcillas de coloraciones grises.

3.7.3. CONTEXTO MORFOLÓGICO

La unidad geomorfológica regional Planicie Costanera, en el área de estudio está constituida por rocas metamórficas, intrusivas, volcánicas, volcánico-sedimentarias, con presencia de meteorización superficial y erosión, alcanzando alturas mayores a los 300 m respecto al nivel de base local. La mayor extensión de Piura, corresponde relieves de extensas planicies, denominado tablazos, de pendientes suaves, cubierto por mantos eólicos.



La llanura fluvio-aluvial es la unidad geomorfológica de mayor incidencia en el proyecto y está ubicada a lo largo del río Piura y sus márgenes, la misma que se ha dividido en los cursos Medio y Bajo del río Piura. El Medio Piura comprende desde Tambo Grande hasta la ciudad de Piura. La llanura fluvio-aluvial tiene una extensión longitudinal de aproximadamente 65 Km, y transversalmente entre 2 y 4.6 Km. La llanura se encuentra delimitada en el flanco derecho por afloramientos rocosos en su parte superior y en su parte inferior, por depósitos eólicos con escasos afloramientos rocosos (Formación Zapallal y Tablazo Máncora); mientras que por el flanco izquierdo está íntegramente delimitado por depósitos eólicos.

3.7.4. CONTEXTO ESTRUCTURAL

Desde el punto de vista estructural el área de proyecto se encuentra en la zona media de la Cuenca del río Piura; es decir, entre la parte alta afectada por estructuras NNW - SSE característica de los Andes Centrales y varía a la dirección NNE - SSW, propio de los Andes Septentrionales (GANSER, 1978, CALDAS et al, 1987); y la llanura costanera.

La fracturación y levantamiento de las terrazas marinas de índole regional, conocidas como tablazos, se ha dado sobre un basamento terciario fallado en bloques con fallas verticales que se reactivan con los movimientos epigénicos pleistocenos, elevando en el caso del tablazo Máncora, a alturas más allá de 100 metros, al tablazo Talara entre 25 y 40 metros, y al tablazo Lobitos entre 8 y 15 metros.

De trabajos previos relacionados con el área de proyecto, son importantes las investigaciones relacionadas con la construcción de la presa de derivación y la información obtenida de trabajos de perforación geotécnica y excavación de calicatas en los puentes Bolognesi y Cáceres. De acuerdo a los resultados obtenidos, se postula que, el fallamiento en bloques controla de modo efectivo el grado de engrosamiento de la cubierta cuaternaria a lo largo del río y su llanura de inundación, correspondiendo a los bloques levantados de las zonas de emplazamiento, en el sector de Los Ejidos, en la margen izquierda y el graben correspondiente entre la misma y los inicios de la zona de afloramiento cercano al Puente Cáceres, donde comienza el segundo horst, con una continuidad hasta el

Puente Bolognesi aproximadamente y a partir del cual se inicia el graben Sur de mayor significación y propio de un talud de escarpa, en cuya base se acumulan espesores mayores a los 12 metros y con progresivo incremento en dirección hacia la cuenca de Sechura.

Por tanto, para el área del estudio se infiere que la discontinuidad geológica es paralela y de alto ángulo en la Formación Zapallal. Es importante indicar que el control estructural y condiciones morfo tectónicas facilitaron la formación del río Piura y cuyo curso también ha sido afectado por la acción eólica.



3.8. Contexto sísmico

3.8.1. Amenaza Sísmica

Habiendo definido la amenaza sísmica como la probabilidad de ocurrencia de un evento sísmico potencialmente desastroso durante cierto período de tiempo en un sitio dado, se manifiesta que Piura está ubicada en una zona de alta sismicidad.

La ciudad de Piura se encuentra sobre una franja sísmica muy activa conocida como Cinturón Circumpacífico. Esta zona es donde se libera más del 85% del total de energía de la tierra.

Los sismos no se presentan sólo en las zonas sismo-genéticas sino en todas aquellas que están suficientemente cercanas a las mismas, hasta donde pueden llegar ondas de amplitud significativa. Esto agrava la amenaza de una zona a los sismos.

A la condición sismo-tectónica se suma la presencia de dos fallas geológicas importantes, Producidas en el interior del país por la colisión de las placas, que también son causantes de los sismos: la Falla Huaypirá y la Falla Illescas.

La falla Huaypira ubicada al norte de Sullana dirección E-O, de 70 Km de longitud. No tiene características de ser activa. Potencialmente esta estructura geologica puede producir sismos de 7 a 7.65 grados de magnitud.

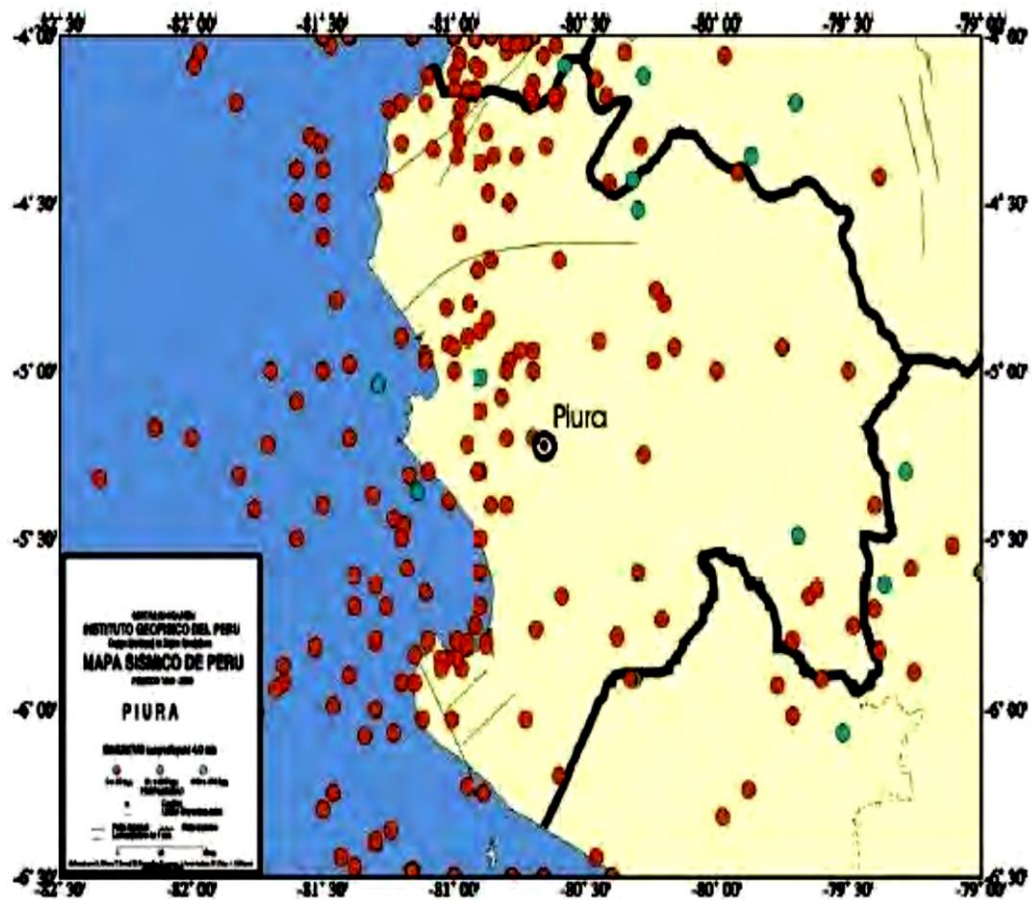
La Falla Illescas se ubica en el Macizo de Illescas y la Cuenca de Sechura, su dirección es de N150°E y su longitud es de 25 km.

Si tenemos en cuenta el silencio sísmico de Piura, entendido que si en esta área se han dado grandes terremotos en el pasado, éstos volverán a ocurrir en el futuro; se evidencia que la ciudad posee una amenaza sísmica alta. En la imagen del IGP (Figura N° 2) puede observarse los sismos más fuertes ocurridos en la región en su historia, donde se muestra que la actividad sísmica no es baja.

3.8.2. Historia Sísmica de la región de Piura

Se presenta más adelante, un cuadro de la historia sísmica de la región de Piura del último siglo, donde se nota la presencia de los sismos ocurridos en la ciudad de Piura; esta información fue tomada del Banco de Datos del Catálogo Sísmico del Perú correspondientes al período 1500 a 1983 (Ref. 21). Para entender dicho cuadro se explicarán algunos conceptos de sismología partiendo del punto de que los terremotos pueden ser medidos en función de la cantidad de energía liberada (Magnitud) y/o mediante el grado de destrucción que ellos causan en el área afectada (Intensidad).

Figura N° 2: Historia sísmica de la región de Piura del último siglo





CUADRO N°3.7

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macro sísmicas		Magnitudes			Coordenadas		Elev.	Dep. I
Piura	28/09/06	15:24	-6.11	-77.49	7.9 Ms		7 M			35	361
Piura	28/04/06	18:00	-3.95	-81.36			6 M			35	159
Piura	24/07/12	11:50	-5.62	-80.41			10M	-5.2	-80.62	35	26
Piura	07/07/38	04:05	-5.69	-80.04			6 M	-5.2	-80.62	35	84
Piura	24/05/40	16:33	-11.2	-77.79	8 Ms	6.6 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	785
Piura	15/03/45	21:20	-4.00	-81.60		4.5 Mb	5 M	-5.2	-80.62	35	105
Piura	07/04/45	09:32	-4.16	-82.09			5 M	-5.2	-80.62	35	98
Piura	02/05/45	09:30	-5.20	-81.40		4.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	22/09/45	13:10	-5.50	-80.90		4 Mb	2 M	-5.2	-80.62	35	
Piura	23/09/48	21:16	-5.40	-80.80		4.2 Mb		-5.2	-80.62	35	45
Piura	16/10/50	05:25	-5.00	-80.00			6 M	-5.2	-80.62	35	30
Morropón	26/01/51	02:51	-5.79	-79.51			6 M	-5.2	-80.62	35	100
Piura	15/01/52	07:00	4.26	-80.06	6.5 Ms		5 M	5.18	-79.97	13	93
Palta	02/01/53	11:23	-6.00	-81.00			5 M	-5.2	-80.62	35	121
Huancabamba	17/04/53	00:02	-5.32	-77.70	6 Ms	5.6 Mb	6 M	-5.1	-81.11	10	
Huancabamba	17/06/53	15:30	-5.00	-79.43		3.1 Mb	2 M	-5.2	-79.45	19	194
Piura	28/07/53	01:30	-4.6	-80.6			5 M	-5.2	-79.45	57	
Huancabamba	12/12/53	16:35	-4.98	-80.72			5 M	-5.2	-80.62	35	55
Huancabamba	12/12/53	17:31	3.88	-80.45	7.8 Ms	6.7 Mb	9 M	-5.2	-79.45	19	
Huancabamba	28/12/53	08:39	-5.23	-79.45				-5.2	-79.45	57	186
Piura	17/12/54	21:00	-5.6	-80.30		4.8 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	101

Localidad	día/mes/año	Hora	SE coordenadas macrosísmicas		Magnitudes			Coordenadas		Elev.	Dep. I
Huancabamba	10/08/55	07:45	-3.58	-80.22			6 M	-5.2	-79.45	19	202
Piura	19/08/55	07:44	-8.0	-79.5			6 M	-5.2	-80.62	57	
Piura	08/08/57	13:50	-4.28	-81.92			6 M	-5.2	-80.62	35	380
Piura	07/02/59	09:36	-4.21	-81.11	7.4 Ms	6.2 Mb	7 M	-5.2	-80.62	35	123
Piura	20/11/60	22:01	-5.6	-80.90	6.8 Ms	5.9 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	54
Piura	29/08/63	15:30	-7.1	-81.6		7 Mb	6 M	-5.2	-80.62	35	114
Piura	17/10/66	22:41	-10.8	-78.65				-5.2	-80.62	35	652
Piura	17/10/66	21:41	-10.8	-78.65	8 Ms	6.4 Mb	9 M	-6.7	79.84	58	651
Piura	31/05/70	21:23	-9.27	-78.83	7.8 Ms	6.4 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	148
Piura	31/05/70	20:23	-9.27	-78.83	7.8 Ms	6.4 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	479
Piura	10/12/70	04:34	-4.06	-80.66	7.1 Ms	6.3 Mb	10M	-4.8	-80.68	93	130
Sullana	10/12/70	04:34	-4.06	-80.66	7.1 Ms	6.3 Mb	10M	-5.2	-80.62	35	101
Piura	11/07/71	01:33	-4.40	-79.95	7.1 Ms		6 M	-5.2	-80.62	35	116
Piura	09/06/74	14:16	-5.81	-80.99	5.6 Ms	5.6 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	02/10/74	02:55	-5.85	-80.99	5.6 Ms	5.6 Mb	3M	-5.2	-80.62	35	76
Piura	16/09/75	00:44	-4.37	-80.85		5.1 Mb	3 M	-5.2	-80.62	35	92
										91	



3.8.3. Zona sísmica de Piura

Parámetros Sísmicos

Basado en estudios geológicos de la zona el Dr. Huaco del IGP, realizó un análisis probabilístico para determinar las aceleraciones máximas de sismos en roca para diferentes periodos de retorno. Se utilizaron fuentes sismogénicas y las leyes de atenuación sísmica disponibles. Luego R. Mc. Curie, utilizando el programa Risk, obtuvo.

CUADRO N°3.8

Período de retorno (años)	Aceleración máxima Piura		S (coefi - ciente sitio)	a (aceleración de diseño) (cm/seg ²)
	(% g)	Aa (m/seg ²)		
30	0.21	2.06	1.20	247
50	0.24	2.35	1.20	283
100	0.29	2.84	1.20	341
200	0.35	3.43	1.20	412
285	0.39	3.83	1.20	459
475	0.46	4.51	1.20	542
909	0.55	5.40	1.20	647

Si bien para los cálculos pseudo-estáticos se recomienda considerar una aceleración Máxima de 0.29 g y un Coeficiente sísmico de 0.15, que corresponde a 100 años de retorno, se debe correlacionar con el periodo de vida de la estructura proyectada.

3.9. Resistencia de suelos cohesivos

El ensayo de Penetración Dinámica del Tipo Ligero ideado en Alemania para evaluar la capacidad portante del subsuelo de manera directa se realiza mediante la medición de la resistencia que ofrece el suelo al avance del aparato llamado Penetrómetro mediante golpes (Penetrómetro dinámico). La profundidad de investigación para obtener resultados confiables es de 8 metros aproximadamente.

El ensayo DPL (DIN 4094), consiste en el hincado continuo en tramos de 10 cm. de una punta cónica de 60° utilizando la energía de un martillo de 10 kg de peso, que cae libremente desde una altura de 50 cm. Este ensayo nos permite obtener un registro continuo de resistencia del terreno a la penetración, existiendo correlaciones para encontrar el valor “N” de resistencia a la penetración estándar en función del tipo de suelo, para cada 30 cm de hincado.

En la literatura geotécnica existen formas y fórmulas de correlación del valor N_{DPL} con el valor de N_{SPT} , pero en el caso de los suelos presentes en el área de proyecto, el Ensayo de Penetración Estándar (SPT) solo es confiable en suelos arenosos, por lo que su uso en suelos cohesivos, su



interpretación resulta a veces dificultosa y se debe tener las consideraciones del caso para evitar errores de interpretación.

De acuerdo al sustento teórico y en concordancia a los registros DPL obtenidos en campo y su correlación con el ensayo de penetración estándar (SPT) se obtuvieron los siguientes resultados.

- Resistencia a la compresión simple de 0.25 a 0.50 kg/cm², consistencia blanda de 2 a 4 golpes investigados en profundidad promedio de 0.70 a 2.50 m. en las áreas circundante a las calicatas EC – 9, EC – 10, EC – 13, EC – 14, EC – 15 y EC – 16.
- Resistencia a la compresión simple de 0.50 a 1.50 kg/cm², consistencia media de 4 a 8 golpes investigados en profundidad promedio de 3.00 a 4.30 m. En las áreas circundante a las calicatas: EC – 9, EC – 10, EC – 13, EC – 14, EC – 15 y EC – 16.
- Resistencia a la compresión simple de 1.50 a 3.00 kg/cm², consistencia firme a muy firme de 8 a 20 golpes investigados en profundidad promedio de 4.30 a 7.90 m. En las áreas circundante a las calicatas: EC - 9, EC - 10, EC - 13, EC - 14, EC - 15 y EC - 16.

Como referencia, es importante mencionar los ensayos SPT y los resultados obtenidos en las investigaciones geotécnicas para construcción y reconstrucción de la presa de derivación Los Ejidos, junto al área de proyecto, donde se tiene el mismo tipo de materiales del Tipo SP-SM y CL. Al respecto cabe mencionar que para 15 - 30 cm de penetración. a las profundidades de 4.00 y 6.00 m., los suelos CL alcanzaron un N corregido de 22 a 32 golpes En cambio, los suelos duales predominantes mostraron cierta variabilidad con la profundidad. Así se registró un N corregido mínimo de 23 a 30 golpes para profundidades de 4.50 y 6.00 m; de 25 a 40 golpes a las profundidades de 4.00 a 6.00 m., y un N corregido > 50 golpes a profundidades mayores a los 6.50 m. En este sentido, se espera que el comportamiento de los materiales presentes en el área de proyecto sea similar por ser del mismo origen.

3.10. Unidades Geotecnicas

Sustento teórico de la correlación del DPL y la densidad relativa de suelos arenosos

Correlaciones con el DPL (Dynamic Probing Light)

Ulrich Smoltczyk en su publicación Geotechnical Engineering Handbook, Volumen 3 (2003), menciona que en base a extensas investigaciones se ha demostrado que existe relación entre el número de golpes N₁₀ del DPL y la densidad relativa de suelos arenosos, a través de la siguiente relación:

$$ID = a_1 + a_2 \log N_{10}$$

Donde:

ID = Densidad Relativa en decimal.

a₁ y a₂ = Coeficientes adimensionales. (ver cuadro)

N₁₀ = Número de golpes del DPL para 10 cm. de penetración.



CUADRO N°3.9

Clasificación de Suelos (DIN 18196)	Condición		Densidad Relativa L_p	
	U^1	I_c^2	DPL	
			a_1	a_2
SE	≤ 3	---	0.15	0.260
SW, GW	≥ 6	---	---	---
TL - TM	—	0.75 – 1.30	---	---

¹⁾ Grado de Uniformidad d_{60}/d_{10}

²⁾ Unidad de consistencia :1

Rangos válidos

Para la densidad relativa $3 \leq N_{10} \leq 50$

Para coeficiente de rigidez en SE con : $DPL \ 4 \leq N_{10} \leq 50$

Para coeficiente de rigidez en TL , TM con $DPL \ 6 \leq N_{10} \leq 19$

Clasificación de suelos de acuerdo a DIN 18196:

SE: Arena pobremente graduada

SW: Arena bien graduada

GW: Mezcla de arenas y gravas bien graduadas

TL :Arcillas de baja plasticidad

TM: Arcillas de mediana plasticidad



Cuadro N° 3.10: Ensayos de penetración dinámica ligera (DPL)

COORDENADAS		PENETRACION LIGERA DINAMICA DPL			
ESTE	NORTE	N°	PROF.(m)	CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (Kg/cm2)
542417,937	9429702	DPL - 8	DE 0.40m A 7.00m	0.40 – 3.20 = BLANDA	0.25-----0.71
				3.20 A 7.00 = FIRME	1.00-----2.00
542006,784	9428265	DPL - 9	DE 2.60m A 7.50m		
				2.60 – 4.00 = MEDIA	0.50-----1.00
				4.00 A 7.50 = FIRME	1.00-----2.00
541861,547	9427774	DPL - 10	DE 2.00m A 7.50m		
				2.60 – 3.80 =MEDIA	0.50-----1.00
				3.80 – 7.50 = FIRME	1.00-----2.00
541735,803	9427341	DPL - 11	DE 3.50m A 7.10m	0.00 – 1.30 = BLANDA	0.25-----0.80
				1.30 – 3.40 = MEDIA	0.50-----1.00
				3.40 A 7.10 = FIRME	1.00-----2.00
541586,766	9427102	DPL - 12	DE 3.50m A 7.510m	0.00 – 4.60 = BLANDA	0.25-----0.83
				4.60 – 5.80 = MEDIA	0.50-----1.00
				5.80 – 7.50 = FIRME	1.00-----2.00



3.11. Unidades Geotécnicas

Las Unidades Geotécnicas son cada una de las capas superpuestas del terreno que presentan características físicas y mecánicas comunes relativas a su origen, identificación de los materiales que la componen, estado, resistencia y deformabilidad.

Las unidades geotécnicas se han obtenido de las evaluaciones representativas a través de trabajos de reconocimiento de campo, excavación de calicatas, ensayos in situ (DPL, densidad, humedad y muestreo), registro lito estratigráfico y resultados de laboratorio, cuya evaluación e interpretación ha permitido definir las unidades geotécnicas que se describen a continuación:

Unidad Geotécnica Cuaternaria: Suelos

Unidad Geotécnica S – 1: Arenas Limosas (SM), Arenas pobremente graduadas (SP)

Unidad Geotécnica S – 2: Arenas arcillosas (SC), Arcillas (CL)

Unidad Geotécnica Terciaria: Formación Sedimentaria

Unidad Geotécnica R – 1: Formación Zapallal (Tm – zas-a)

Unidad Geotécnica R – 2: Formación Zapallal (Tm – zas-i)

3.11.1. Unidad Geotécnica Cuaternaria: Suelos

Unidad Geotécnica S – 1

Estratigrafía: Cobertura superficial constituidos de mantos eólicos sueltos a medianamente densos, con transiciones erráticas de limos arenosos, arenas de gradación fina, poco húmedo, se observan raíces. Profundidad de 0.00 a 1.50 m. identificada en las siguientes calicatas:

EC – 1, EC – 2, EC – 3, EC – 4, EC – 6, EC -7, EC – 8, EC – 9, EC – 13, EC – 14, EC – 15 y EC – 16.

Clasificación SUCS: SP, SM, SP – SM.

Granulometría: Finos (%): 2.00 a 10.00 **Arena** (%): 85.00 a 97.00 **Grava** (%): 00.00

Limites de Atterberg (%): LL: 0.00 LP: 0.00 IP: 0.00

Humedad (%): 2.64 a 26.68

Densidad Natural (gr/cm³): 1.14 A 1.51

Corte Directo: Cohesión (C): 0.015 kg/cm² - Angulo de fricción Interna (Ø): 30.00° En suelos arenosos sueltos, el valor de ángulo de fricción puede variar de 25° a 27°



Unidad Geotécnica S – 2

Estratigrafía: Materiales fluviales a aluviales que yacen en el entorno del área de proyecto, constituidos mayormente de arenas de gradación fina, sueltas a medias, secas a poco húmedas. En los taludes de ribera en la margen derecha se observan como grandes bancos de arenas sueltas a media tipo SP mezcladas con materiales de los mantos eólicos, mientras que en la margen izquierda presentan intercalaciones de lentecillos y lentes de arcilla CL y presencia de raíces. La profundidad es variable de 1.00 m. a más de 6.0 m.

En el cauce fluvial se les identifica como suelos arenosos de tipo SP, secos a húmedos, de compacidad relativa suelta a media y con presencia de suelos tipo SM y CL en un perfil de suelo con profundidad variable. De acuerdo a estudios previos, se han reportado ángulos de fricción interna entre 29° y 32°, que incrementan con la profundidad de confinamiento.

Unidad Geotécnica R - 1 .Formación Zapallal alterada. Tm – zas (a)

Estratigrafía: Suelos de tipo residual, formados in situ y sin transporte debido a la intensa meteorización de areniscas tobáceas y diatomáceas, areniscas oquerosas y lutitas de la Formación Zapallal. Corresponden a transiciones heterogéneas de arenas de gradación fina a media con lentes limosos amarillentos poco plástico, así como suelos arcillosos y lentes de limos arenosos. Las arcillas son de color marrón poco plásticas y que yacen a una profundidad de 1.50 a 4.50 metros aproximadamente.

De acuerdo con los análisis granulométricos y ensayos DPL, los suelos a la profundidad de 4.00 a 7.50 m son del tipo SP-SM, CL, SM-SC y SC, presentan una consistencia de suelo firme a profundidades de 3.50 - 4.00 m y, muy firme a profundidades mayores de 6.50 m.

Los suelos tipo residual se han registrado en todas las calicatas excavadas: EC – 1, EC – 2, EC – 3, EC – 4, EC – 5, EC – 6, EC -7, EC – 8, EC – 9, EC – 10, EC – 11, EC – 12, EC – 13, EC – 14, EC – 15 y EC – 16.

Clasificación SUCS: CL, SC, SM y SP.

Granulometría: Finos (%) 40.00 a 51.00 **Arena** (%) 41.00 a 49.00 **Grava** (%) 0.00

Límites de Atterberg (%): LL: 35.50 LP: 44.55 IP: 11.05

Humedad (%): 3.00 a 24.00

Densidad Natural (gr/cm³): 1.45 a 1.71

Corte Directo: Cohesión (kg/cm²): 0.040 -- Angulo de fricción Interna: 29.00°

ANALISIS GEOTECNICO DEL SUELO RESIDUAL (Tm-zas alterada)

- Los suelos tipo residual provienen de areniscas, lutitas y conglomerados de la Formación Zapallal, que han dado origen a transiciones de suelos arenosos de grano fino, limos mayormente de baja plasticidad y arcillas poco plásticas (CL) a plásticas, así como suelos de naturaleza dual (SP-SM), que prevalecen en el subsuelo aguas abajo cerca de la presa Los Ejidos. Por su granulometría y composición mineralógica, se observan limos de color amarillento a anaranjado que indica procesos de oxidación y alteración de ferromagnesianos, con transiciones de arenas de gradación media, fina a muy fina.



- En la zona de proyecto, a poca profundidad se identifican suelos cohesivos que presentan límites líquidos (LL) moderados o medianos del orden de 25 – 30 % y LL= 20 – 24 % para los suelos duales tipo SP–SM y SM-SC, con bajo contenido de finos entre 12 y 15 %.
- Respecto a los parámetros de resistencia, los suelos CL, a las profundidades de 4.00 a 6.00 m., el ángulo de fricción está en el orden de 27° a 32° presentando con cohesión variable entre 0.015 y 0.035, dependiendo del contenido de finos. Los suelos duales SP–SM y SM –SC presentan ángulos de fricción entre 29° y 33° a profundidades de 4.00 a 7.00 m.
- Se infiere que a profundidades mayores a 7.00 m. de acuerdo a los resultados obtenidos en la zona de presa Los Ejidos que el N corregido del SPT debe superar los 35 - 40 golpes y ángulos de fricción interna entre 33° a 36°. Obviamente, estos valores pueden variar levemente según su compacidad relativa, contenido de finos, contenido de humedad y tipo de arcillas presentes en el suelo
- Los suelos cohesivos presentan varios problemas geotécnicos debido a su forma, tamaño y composición mineralógica. Por su origen asociado a procesos litorales en medio marino con influencia de sedimentación volcánica existe la probabilidad de presencia de lentes de arcillas bentónicas en el perfil del suelo, que pueden afectar la estabilidad de las estructuras.
- El análisis de plasticidad registrada con los ensayos de laboratorio indica que el límite plástico tiene como máximo valor de 29.52%, por tanto, su plasticidad es baja (Terzaghi).
- La capacidad portante admisible en por el terreno ante solicitaciones de carga por parte del cuerpo de la defensa viene siendo bastante referencial, ya que los cálculos que normalmente se realizan se hacen para estructuras rígidas y que no representan grandes cargas y, que en caso hubiera una falla por parte del terreno, la defensa planteada por ser bastante flexible únicamente se acomodaría a la nueva forma que esta presentaría. Es por ello, se puede afirmar que la capacidad de carga presentada de 1.00 – 2.00 Kg/cm² parte del terreno viene siendo lo suficiente para las estructura livianas planteadas.
- Los materiales en la base de hincado final de la base de las tablaestacas deben tener una resistencia a la compresión igual o mayor de 4.00 Kg/cm².

Se concluye que los suelos duales y suelos cohesivos son mayormente de baja plasticidad, pero su resistencia a la compresión no es baja, variando de 1.5 a 2.5 Kg/cm² a profundidades de 2,50 – 4.00 m. Si bien no son recomendables para fundación de estructuras pesadas y/u obras civiles de envergadura, de acuerdo a los resultados de trabajos anteriores en el área del cauce del río Piura, para profundidades de confinamiento entre 4.00 y 6.00 m., su resistencia a la compresión puede variar de 2.5 a 3.0 Kg/cm² por su consistencia firme a muy firme o compacidad relativa densa. Se espera que estos materiales tengan un buen comportamiento frente a las solicitaciones del tablaestacado a la profundidad de hincado o empotramiento. Por debajo de los 7.00 metros de profundidad su resistencia a la compresión es mayor a los 4.00 Kg/cm² en suelos de consistencia dura a muy dura y compacidad relativa densa a muy densa.

Se adjunta el índice de la resistencia de suelos cohesivos (donde se incluyen los suelos residuales identificados en área de estudio:



Cuadro N° 3.11: Resistencia de suelos cohesivos

RESISTENCIA DE SUELOS COHESIVOS CORRELACIONADOS CON N – DPL				
Nº DE GOLPES	CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE (kg/cm ²)	ANGULO DE FRICCION (°)	MODULO DE DEFORMACION E (kg/cm ²)
< 2	MUY BLANDA	< 0.25	7° - 10°	3
2 – 4	BLANDA	0.25 – 0.50	11 – 14	30
4 – 8	MEDIA	0.50 – 1.00	15 - 18	45 – 90
8 – 15	FIRME	1.00 – 2.00	19 – 21	90 – 200
15 – 30	MUY FIRME	2.00 – 4.00	22 – 25	>200
>30	DURA	>4.00	➤ 25°	>200

3.11.2. Unidad Geotécnica Terciaria : Formación Zapallal inalterada: Tm – zas (i)

Unidad Geotécnica R – 2

La unidad geotécnica R - 2 es una roca sedimentaria de origen marino y la de mayor espesor en la estratigrafía local. Se caracteriza por presentarse como una secuencia de sedimentitas dispuestas en forma intercalada, las cuales varían desde areniscas finas a medias areniscas tobáceas y diatomáceas hasta areniscas oquerosas (arenisca “clambore” o nido de almejas) con transiciones de areniscas, tobas y diatomitas.

Es importante indicar que esta unidad geotécnica no aflora en el área de estudio y subyace al nivel superior constituido por la unidad R-1. Se le reconoce a profundidades mayores a los 12 metros y se trata mayormente de rocas blandas constituidas de areniscas y limolitas.

En el Cuadro N° 8 se adjunta una estimación de la resistencia a la compresión para este tipo de basamento sedimentario constituido de rocas blandas poco compactas.

Cuadro N° 3.12: Valoración del macizo rocoso (RMR)

VALORACION DEL MACIZO ROCOSO (R.M.R.)						
PARAMETRO	RANGO DE VALORES					Valoración
R. COMPRES. UNIAIAL (MPa)	> 250 (15)	100 - 250 (12)	50 - 100 (7)	25 - 50 (4)	<25 (2) <5 (1) <1 (0)	5
RQD	90 - 100 (20)	75-90 (17)	50-75 (13)	25-50 (8)	< 25 (3)	3
ESPACIAMIENTO (m)	>2 (20)	0.8-2 (15)	0.2 - 0.8 (10)	0.06 - 0.2 (8)	< 0.06 (5)	3 10
CONDICION	Persistencia	< 1m long. (8)	1-3 m (4)	3 - 10 m (2)	10 - 20 m (1)	> 20 m (0)
	Apertura (mm)	Cerrada (6)	<0.1mm (5)	0.1 - 1.0 (4)	1 - 5 mm (1)	> 5 mm (0)
DE	Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa (5)	Lig. Rugo. (3)	Lisa (1)	Espejo falla (0)
JUNTAS	Relleno (mm)	Limpia (8)	Duro < 5 (4)	Duro > 5 (2)	Suave < 5 (1)	Suave > 5 (0)
	Intemperización	Sana (8)	Lig. Interp. (5)	Mod. Intemp. (3)	Muy intemp. (2)	Descompuesta (0)
AGUA SUBTERRANEA	Seco (15)	Húmedo (10)	Mojado (7)	Goteo (4)	Flujo (0)	5 10
VALOR TOTAL RMR (SUMA DE VALORACIONES) =						41
RMR	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	20 - 0	
DESCRIPCION	I - Muy Buena	II - Buena	III- Regular	IV - Mala	V - Muy Mala	
VALORACION DE BASAMENTO ROCOSO SEDIMENTARIO FORMACION MIRAMAR (Tam - mi), CONSTITUIDO DE CONGLOMERADO DE ARENISCAS OQUEROSAS CORRESPONDE AL RMR 41, ROCA REGULAR						



Cuadro N° 3.13: Rangos inferidos de la resistencia a la compresión e índices físicos de formación Zapallal

SÍMBOLO	VALUACIÓN	DESCRIPCIÓN	IDENTIFICACIÓN	RANGO APROX. RESISTENCIA A COMPRESIÓN UNIAxIAL (MPa)
0	R0	Roca extremadamente débil	Es indentado por la uña del dedo pulgar.	0.25 – 1.00
I	R1	Roca muy débil	Se desmorona bajo golpes firmes con la punta del martillo de geólogo, puede ser descascarado por un cuchillo de bolsillo.	1.00 – 5.00
II	R2	Roca débil	Puede ser descascarado por un cuchillo de bolsillo con dificultad, cavidades poco profundas se forman con golpes firmes con la punta del martillo.	5.00 – 25.00
III	R3	Roca moderadamente resistente	No puede ser raspado por un cuchillo de bolsillo, el espécimen puede ser fracturado con un golpe firme del martillo.	25.00 – 50.00
IV	R4	Roca resistente	El espécimen requiere más de un golpe con el martillo de geólogo para fracturarlo.	50.00 – 100.00
V	R5	Roca muy resistente	El espécimen requiere de muchos golpes con el martillo de geólogo para fracturarlo.	100.00 – 250.00
VI	R6	Roca extremadamente resistente	El espécimen puede ser solamente descascarado con los golpes del martillo de geólogo.	> 250.00

3.12. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

Para elaborar la zonificación geotécnica en suelos y roca, fue necesario evaluar, interpretar y correlacionar el perfil lito-estratigráfico registrado en las dieciséis (16) calicatas investigadas, analizar los resultados de los ensayos in situ (densidad natural, DPL), unidades geotécnicas y los resultados de mecánica de suelos

Se adjunta la zonificación geotécnica. Valida en área desde la Presa Ejidos hasta el Puente Cáceres, Piura, Perú.



ZONIFICACION GEOTECNICA DEL BASAMENTO ROCOSO

UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOTECNICA	GRADO DE METEORIZACION	GRADO DE FRACTURAMIENTO	GRADO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION	CLASIFICACION GEOMECANICA		
					RQD (%)	VALOR TOTAL DEL RMR	VALUACION
FORMACIÓN ZAPALLAL ALTERADA	R-1	HACIA LA SUPERFICIE EL BASAMENTO ESTA FUERTEMENTE METEORIZADO FORMANDO SUELOS TIPO RESIDUAL, INFRAYACE EN TRANSICION DE BASAMENTO DE VARIADA COMPACIDAD HASTA ROCA DE MEJORES CARACTERISTICAS GEOMECHANICAS	FRACTURADO A MUY FRACTURADO	ROCA DEBIL A: 0.5 A 3 MPA	0 A 5	15-35	MUY MALO A MALO
FORMACIÓN ZAPALLAL INALTERADA	R-2	LIGERAMENTE METEORIZADA A INTACTA; MATRIZ POCO ALTERADA A INTACTA	FRACTURADO A MUY FRACTURADO	MODERADAMENTE RESISTENTE: 2 A 10 MPA	20 A 30	41-60	MEDIO



ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA COBERTURA CUATERNARIA (SUELOS)

UNIDAD GEOLOGICA	UNIDAD GEOTECNICA	DESCRIPCION GEOTECNICA	CARACTERISTICAS GEOTECNICAS			MECANICA DE SUELOS								CARACTERISTICAS MORFODINAMICAS			
			PLASTICIDAD	CONSISTENCIA	FILTRACIONES Y REDES DE FLUJO	CLASIFICACION SUCS	DENSIDAD NATURAL (gr/cc)	HUMEDAD (%)	GRAVEDAD ESPECIFICA	LL (%)	LP (%)	IP (%)	PROCTOR (γ y w)	CORTE DIRECTO (C y φ)	FLUJO DE AGUA	INESTABILIDAD	PELIGRO GEOLOGICO DE REMOSION EN MASA
Q _r - e	S - 1	SECUENCIA HETEROGENEA DE MANTOS ARENOSOS, LENTES ARCILLOSOS Y ORGANICOS	LIGERA A SIN PLAST.	MUY BLANDO A BLANDO	ESCURRENTIA SUPERFICIAL	S M, S P, SM - SP	1.14 A 1.51	2.64 A 26.68	1.64	0.00	0.00	0.00	(1.57 A 1.64) (14.12 A 16.38)	0.015 30°	SUPERFICIAL	SUSCEPTIBLE AL COLAPSO POR EL AGUA AL PRODUCIRSE LA DISPERSION DE LA MATRIZ DE FINOS	AL PRODUCIRSE SUBITO CAUDAL DEL RIO SE PRODUCEN REPTACION DE SUELOS, DESLIZAMIENTOS COLAPSAMIENTO.
Q _r - sr	S - 2	SUELO RESIDUAL, CONSTITUIDO DE TRANSICIONES LIMO ARENOSOS Y LENTES ARCILLOSOS	MEDIA A ALTA	MEDIO A FIRME	HUMEDAD A SATURACION	S C, C L	1.45 A 1.71	3.00 A 24.00	1.84	33.50	44.55	11.0	(1.61 A 1.72) (16.07 A 16.58)	0.040 27°	SUB SUELO; HUMEDAD A SATURACION	SUSCEPTIBLE DE COLAPSO POR MODIFICACION DEL ANGULO DE REPOSOS, AL HUMEDECERSE Y SOPORTE DE CARGAS	AL PRODUCIRSE LA EROSION DE LADERAS, REPTACION DE SUELOS, DESLIZAMIENTOS Y DERRUMBES

3.13. PROSPECCION SISMICA DE REFRACCION

La prospección geofísica es definida como una metodología para la deducción de las condiciones del subsuelo, a través de la observación de fenómenos físicos relacionados con la estructura geológica del mismo. Originalmente, fue desarrollada para la ubicación de yacimientos de petróleo y otros depósitos minerales. Actualmente, también es empleada en investigaciones para la determinación de la estructura geológica superficial de los suelos.

La prospección geofísica tiene aplicaciones específicas en el campo de la Ingeniería Civil, tal es el caso de los métodos sísmicos (como el de refracción sísmica, microtemblores o microtrepidaciones, cross-hole, down-hole, up-hole, entre otros), que sirven para la realización de estudios de estabilidad y riesgos geológicos (detección de fallas y detección de cavidades), determinación de parámetros dinámicos, determinación de la excavabilidad-ripabilidad en suelo y roca, clasificación geomecánica del subsuelo, etc.

Para el caso de Perú, la refracción sísmica se ha utilizado en estudios realizados en minas, para la determinación de perfiles sísmicos, definición del nivel del suelo firme o basamento rocoso y en la identificación de las características de resistencia de los materiales existentes en el área investigada.

El análisis del suelo como material de cimentación, a través de un Estudio de Mecánica de Suelos, se ha desarrollado por medio de métodos convencionales de investigación subsuperficial, como por ejemplo, sondeos por medio de hincado de cucharas muestreadoras (S.P.T.), pozos a cielo abierto o calicatas, sondeos mecánicos rotativos, entre otros.

Las secciones geológicas del subsuelo, definidas a partir de la interpolación y extrapolación de los sondeos mecánicos ejecutados, muchas veces se traducen en serios problemas durante la etapa constructiva, ya que generalmente el subsuelo es muy heterogéneo y presenta bruscos cambios laterales que no siempre son detectados a través de sondeos, debido a que un sondeo solo es representativo de su eje vertical. Ante estos márgenes de incertidumbre y los frecuentes problemas en importantes obras de ingeniería, los países desarrollados comenzaron a utilizar, cada vez más, los avances tecnológicos de la exploración geofísica, a fin de zonificar, horizontal y verticalmente, todo el subsuelo de interés, antes de proceder a ejecutar los sondeos mecánicos necesarios. Estos ensayos de exploración geofísica son un complemento de los métodos convencionales de exploración del subsuelo para la obtención de información más detallada del mismo.

Actualmente existen métodos modernos de exploración geofísica, tales como los métodos sísmicos que son utilizados para proveer información relevante sobre las condiciones geotécnicas y geológicas de sitios de interés. Los métodos anteriormente mencionados, se basan específicamente en el análisis de las velocidades de ondas sísmicas, y cuentan con equipos asistidos por software especializados, diseñados para el procesamiento e interpretación de los datos obtenidos de ensayos de campo. Las ventajas que presentan, por citar algunas, son: la reducción del tiempo de ejecución de las pruebas de campo, permiten la

prospección de grandes extensiones de terreno, permiten un análisis más detallado del subsuelo cuando se combina con el ensayo de penetración estándar, etc.

Estudio sísmico de refracción en la zona de proyecto



Se encargó la realización de los ensayos geofísicos de refracción sísmica y MASW para el proyecto “Mejoramiento del servicio de protección contra inundaciones de las ciudades de Piura y Castilla, margen derecha e izquierda del río Piura en el tramo: represa Los Ejidos al puente Cáceres, distritos Piura y Castilla, de la provincia y departamento de Piura”, se ejecutaron 41 líneas sísmicas y 41 ensayos MASW distribuidos en la margen derecha e izquierda del río Piura, siguiendo el eje proyectado de las tablestacas. La finalidad de los métodos geofísicos es definir la estratigrafía del terreno así como la compacidad del mismo en función de la velocidad de propagación de ondas de compresión.

Mediante el ensayo MASW se definirá la clasificación sísmica de cada zona estudiada en función del parámetro V_{s30} así como la rigidez de los estratos

Objetivo general y objetivos específicos

Consiste en realizar un estudio geofísico de refracción sísmica y MASW distribuidos en la margen derecha e izquierda del río Piura a fin de caracterizar la zona de estudio, determinar estratos competentes para cimentar estructuras que serán utilizadas como medidas de prevención adecuadas a las metas del presente proyecto.

Los objetivos específicos fueron los siguientes:

- Determinación de la clasificación sísmica del terreno.
- Determinación e interpretación de los perfiles geosísmicos del terreno.
- Determinación de la ripabilidad del terreno

Resultados

De acuerdo a la velocidad de propagación de ondas compresionales obtenidos del ensayo de refracción sísmica se detectan dos (2) capas geosísmicas siendo la interpretación la siguiente:

En la margen izquierda comprendido entre las progresivas Km 0+00 – Km 2+ 626 se obtienen velocidades de ondas compresionales en la primera capa de $V_p = 484 \text{ m/s}$ correspondiente a depósitos fluviales compuestos por arenas y limos de compacidad suelta con espesor variable presentado por progresivas en los Planos, se detecta una segunda capa de compacidad densa para $V_p = 1018 \text{ m/s}$ subyace a esta capa un material rígido de velocidades de propagación de ondas $V_p = 2237 \text{ m/s}$.

Desde el punto de vista geológico, en la margen izquierda, la primera capa corresponde a los depósitos cuaternarios fluviales y aluviales que sobreyace a una segunda capa de materiales de materiales granulares de compacidad relativa densa con materiales cohesivos de consistencia firme a muy firme, que corresponden a suelos de tipo residual originados a partir de la intensa meteorización de rocas sedimentarias de la Formación Zapallal. La tercera capa correspondería a materiales rígidos y duros de materiales pertenecientes a limolitas y areniscas de la Formación Zapallal poco alterada a intacta.

Los perfiles unidimensionales de ondas de corte obtenidos de los ensayos MASW reflejan un incremento progresivo de la rigidez del terreno con la profundidad, clasificándose sísmicamente los



sectores como suelo rígido **Tipo D** , así mismo en correspondencia a la norma E-030 el terreno de los sectores analizados se clasifica como suelos intermedios **S2**.

Los perfiles sísmicos son representados mediante una tomografía sísmica obtenido la siguiente representación:

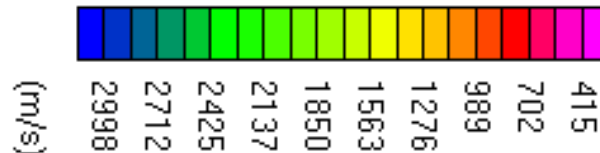


Grafico N° 1. Leyenda de velocidades correspondiente a la tomografía sísmica

$V_p < 600\text{m/s}$	MATERIAL DE COMPACIDAD SUELTA A MEDIANAMENTE DENSA CONSTITUIDO POR DEPÓSITOS ALUVIALES SUELTOS
$600\text{m/s} < V_p < 800\text{m/s}$	MATERIAL DE COMPACIDAD MEDIANAMENTE DENSA
$800\text{m/s} < V_p < 1000\text{m/s}$	MATERIAL DE COMPACIDAD MEDIANAMENTE DENSA A DENSA
$V_p > 1000\text{m/s}$	MATERIAL DE COMPACIDAD DENSA

La profundidad del material competente es considerada a partir de los 1000 m/s, siendo la profundidad variable a lo largo del eje, Ver Planos

3.14. CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROFUNDIDAD FINAL DE HINCADO O EMPOTRAMIENTO DE LAS TABLAESTACAS

La construcción de las estructuras de protección ribereña para evitar la inundación de las ciudades de Piura y Castilla plantea ciertas cuestiones sobre su implantación y estabilidad de las mismas frente a las cargas a que estarán sometidas durante las grandes avenidas de los periodos lluviosos extraordinarios. Por tanto, se requiere que el terreno sobre el cual se implantará la estructura de soporte flexible diseñada para este propósito como son las tablaestacas presenten las mejores características geotécnicas y de seguridad frente a las fallas.

En este sentido, ha sido de la mayor importancia geotécnica determinar el perfil del suelo y el tipo de suelo en la base de la tablaestaca y la calidad geotécnica del material sobre el cual se establecerá la estructura, pues así se obtiene la información necesaria para determinar la presión lateral del suelo. Esta información vital está considerada en el diseño de la tablestaca, de tal manera para que su desarrollo tenga un carácter completo y real, se espera que el estudio geotécnico permita resolver interrogantes sobre el equilibrio y la estabilidad en este tipo de estructura, clarificando su diseño y las posibles alternativas de su construcción.

Por otra parte, la mayor parte de los métodos de diseño de tablaestacas, consideran que esta estructura falla en conjunto con la porción de suelo que está continua a la pared, manteniéndose fijo



el sistema de anclaje. Ciertos resultados muestran que para el caso de los tablestacados anclados, las menores longitudes de penetración se obtienen con el método danés de diseño, sin embargo, este criterio de diseño entrega valores de tensión de anclaje y momentos flectores más altos. Otros métodos presentan sus longitudes de penetración más conservadoras.

Dado que estos elementos de soporte se colocan mediante hincado, han de tener unas dimensiones lo suficientemente pequeñas para que se facilite este procedimiento, estos pequeños espesores pueden dar lugar a que los paneles que conforman las tablestacas pandeen o flecten. Para evitarlo, se alabea la sección, dotándoles de una mayor inercia, es por eso que en el mercado se pueden apreciar diversidad de perfiles distintos.

Tablaestacas de concreto armado.

Los elementos de soporte que se utilizaran en el proyecto son tablaestacas de concreto prefabricado, pesadas y se diseñan con refuerzos para resistir los esfuerzos permanentes a los que la estructura estará sometida durante y después de la construcción. En general, en cuanto a la sección transversal, estas tablestacas tienen aproximadamente 500 a 800 mm de ancho y 150 a 250 mm de espesor. El concreto u hormigón estará sujeto a tratamiento severo por los fenómenos meteorológicos y condiciones hidráulicas superficiales y subterráneas y la acción química del suelo. Los posibles sectores donde pueda recibir acción pesada como abrasión o impacto deben estar protegidos por un material apropiado sobre la superficie o por un aumento en el área de la sección o en el revestimiento del refuerzo.

Tablaestacas ancladas y tablaestacas en voladizo

Considerando que las estructuras de retención fueran del tipo de tablaestaca en voladizo y/o tablaestaca anclada, se requiere mencionar algunos aspectos elementales para su diseño seguro a considerar en el proceso del hincado, de manera que durante el hincado se tenga las profundidades de penetración adecuadas. La tablestaca anclada obtiene el soporte de dos maneras: de la presión pasiva en la parte frontal del pedazo incrustado de la pared y de los tirantes del anclaje en la parte superior de la tablestaca. La estabilidad general de las tablestacas ancladas y las tensiones en las secciones depende de la interacción de una serie de factores, tales como la rigidez, **la profundidad de penetración o empotramiento**, de la compresibilidad y la fuerza relativa de los suelos, la cantidad de anclaje, etc. Una tablestaca en voladizo se caracteriza por soportar los esfuerzos de la tierra sólo con el empotramiento y sin apoyos de anclaje. Para el diseño de una tablestaca en voladizo, será necesario determinar la sección de la pared, altura total y el mayor momento actuante sobre ella.

Existen diferentes métodos para calcular y diseñar tablestacas ancladas, como el método de apoyo libre, método de reducción de momento, viga equivalente y método gráfico. Sin embargo, se recomienda que el diseñador debe usar con sapiencia el método más adecuado a las condiciones del terreno natural para el diseño de las tablestacas y, de acuerdo a la experiencia conocida en la construcción de estas estructuras sobre el río Piura, considerando siempre que la tablestaca debe ser impulsada sobre los materiales del subsuelo a una profundidad suficiente para asegurar su equilibrio y estabilidad.



El diseño de la tablestaca anclada en primer lugar se encargará de determinar la magnitud y distribución del empuje de la tierra, la profundidad de hincado requerida y el momento actuante en él y en segundo lugar la fuerza del anclaje correspondiente, que actúa en él.

En general, las incertidumbres que participan en el diseño de estructuras de tablestaca dan como resultado un conocimiento insuficiente de los elementos fundamentales implicados en el desarrollo del proyecto, y son causados por el hecho de que la estructura donde se instalan suelen ser suelos bastante complejos, además de que las teorías de diseño inevitablemente suponen materiales homogéneos.

Diseño de la tablestaca.

El diseño de la tablestaca requiere de varias operaciones sucesivas:

- Evaluación de las fuerzas y presiones laterales que actúan sobre la pared.
- La profundidad de penetración que se requiere.
- El cálculo de los momentos de flexión máxima.
- El cálculo de las tensiones en la pared y la elección de la tablestaca.
- El diseño del sistema de anclaje.

Previo a las operaciones anteriores debe tenerse en cuenta la información preliminar obtenida sobre las condiciones donde se instalará la tablestaca, éstas incluyen la elevación de la parte superior de la pared, la elevación de la superficie del suelo delante de la pared (comúnmente llamado línea de dragado), el nivel máximo de agua, niveles altos, medios y bajos del río. Un levantamiento topográfico de la zona también es útil.

Entendido lo anterior, puede determinarse con gran precisión las propiedades de los materiales en los diferentes estratos u horizontes involucrados en el sistema, que deben reflejar lo más parecido a las condiciones reales de terreno. Sólo después de estos pasos preliminares se debe llevar a cabo el diseño final de la tablestaca.

CRITERIOS DE DISEÑO

- Datos del terreno

El terreno es un aspecto fundamental en el diseño de una tablestaca o un muro de tablestacas, debe tener una cierta capacidad de soporte tanto en sentido vertical como horizontal, los terrenos muy sueltos o “flojos” pueden conducir a longitudes de empotramiento demasiado largas y, por lo mismo, complejas y costosas. Un terreno rocoso y duro, podría dificultar la hincada de las tablestacas y condicionar este tipo de estructura.

El terreno del entorno de la tablestaca en el proyecto se ha conocido con detalle a través del levantamiento geológico del área de proyecto, excavación de dieciséis (16) calicatas y prospección sísmica de refracción. Dicha información ha resultado vital para el diseño, es de especial importancia conocer la capacidad de soporte del suelo horizontal del terreno. Con fines de corroboración de los resultados ya obtenidos, se puede obtener los parámetros de resistencia (ϕ y c) mediante ensayos triaxiales realizados con muestras inalteradas en sitios específicos que resultasen



críticos, otra opción son los ensayos in situ, mediante permeámetros estáticos o mediante presiómetros.

Dentro de las consideraciones fundamentales que se deben evaluar con fines geotécnicos para la seguridad del proyecto se tiene:

- **Distancia de penetración o empotramiento**

El empotramiento es la distancia de penetración requerida para que la tablestaca, en las condiciones de terreno, esté en equilibrio.

- **Falla en el terreno**

En este modo teórico de fallo, la pantalla gira alrededor de un punto alto situado en o por encima del nivel de anclaje, para analizar el comportamiento de los parámetros de estudio, se ingresan las condiciones de entrada, con la salvedad que se varía la longitud del fondo.

- **Variación del ángulo de fricción.**

Un hecho importante, es conocer cómo influye el ángulo de fricción del suelo en los parámetros que se estudian de los distintos métodos de diseño, para ello en este caso para el análisis se mantiene un valor fijo de altura (H) y se varía el valor del ángulo de fricción entre 30° y 40° .

Se pone en evidencia que el método danés, para cualquier combinación de distancia de penetración y ángulo de fricción de terreno, arroja menores distancias de penetración que los demás métodos. A mayores profundidades de confinamiento en el área de proyecto, el ángulo de fricción de los suelos en la base de hincado presentan valores encima de 32° , en materiales firmes a muy firmes y densos. Se concluye que:

El método norteamericano junto con el método español, aplican el mismo criterio de factor de seguridad para el método donde falla el terreno en la base del tablestacado, el cual consiste en aumentar un 30% la profundidad de hinca mínima calculada, de esta manera estos métodos arrojan los mismos valores en sus cálculos.

Se observa que a mayor ángulo de fricción del terreno, se obtienen menores valores de distancia de penetración, momento máximo y tensión máxima en el anclaje, esto ocurre en los tipos de falla estudiados y para los métodos de diseño; danés, japonés, español y norteamericano.

Considerando que el modo de falla más probable, es una posible falla en el terreno de la parte inferior de la tablestaca, se recomienda diseñar con el método japonés, pues presenta menor momento flector y con ello una menor sección transversal de tablestaca, además de registrar el mismo valor de tensión de anclaje que los métodos norteamericano y español. Finalmente aunque presenta una mayor profundidad de penetración que los demás métodos, a mayores ángulos de fricción esta disminuye considerablemente, llegando a igualar a los métodos español y norteamericano. Por ello se recomienda diseñar con el método japonés, pues sus bajos valores de anclaje y momento flector máximo, compensan el aumento de profundidad de penetración.

En el Cuadro adjunto se presentan algunas indicaciones y recomendaciones generales a tenerse en cuenta durante la hinca de las tablaestacas.

INDICACIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES PARA EL TABLAESTACADO



TRAMO I - MARGEN IZQUIERDA

Progresiva	Cota de Viga	Tamaño de tablaestaca propuesta	Indicaciones/ Recomendaciones
0+000-0+207		7	
0+207-0+340		10	
0+340-0+387		6/7	Dependiendo del rechazo
0+387 0+532		4	De 0+387 a 0+532,
0+532 0+630		5/6	Si hincado tuviera rechazo a poca profundidad
0+630 0+787		9	
0+787 1+130		9	
1+130 1+292		6	
1+292 1+368		9	
1+368 1+440		8	
1+440 2+395		10/11	Dependiendo del rechazo
2+395 2+509		6	
2+509 2+540		10	
2+540 2+600		11/12	Dependiendo del rechazo
2+600 2+700		10	

NOTA.- La cota de la viga y los valores duales indicados (10/11) son solo de propuesta y estarán supeditados a las condiciones reales del terreno durante la hincia, la técnica y tecnología empleadas.

3.15. ASPECTOS GEOTECNICOS Y CONSTRUCTIVOS PARA LA EJECUCION DE LAS DEFENSAS RIBEREÑAS

Las deformaciones excesivas o movimientos de la estructura de contención o del suelo a su alrededor deben evitarse para garantizar su estabilidad del tablaestacado y de la estructura de defensa ribereña en su conjunto.

Las tablaestacas son estructuras flexibles y esbeltas, las cuales generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente están sometidas a esfuerzos de flexión y cortante. Las Figuras previas son esquemas de estructuras enterradas. Las ventajas y desventajas de las tablestacas para el proyecto son que su construcción es rápida y, en diversos casos requiere de cortes previos y son de relativa fácil construcción junto a los ríos. No se pueden construir en sitios con presencia de roca o cantos y su construcción es muy costosa.



La excavación en el margen izquierdo requiere control del nivel freático y debe tenerse especial cuidado en las excavaciones para evitar accidentes. Existen otros tipos de estructuras de contención, pero que en general, se pueden asimilar en su comportamiento a estas estructuras flexibles.

Selección del tipo de estructura de contención

Los siguientes factores se han tomado en cuenta para seleccionar el tipo de estructura de contención flexible: tablaestaca.

- a. Localización de la estructura propuesta, su posición relativa con relación a otras estructuras y la cantidad de espacio disponible.
- b. Altura de la estructura propuesta y topografía resultante.
- c. Condiciones del terreno y agua freática.
- d. Cantidad de movimiento del terreno aceptable durante la construcción y la vida útil de la estructura, y el efecto de este movimiento en muros vecinos, estructuras o servicios.
- e. Disponibilidad de materiales para la construcción del cuerpo de la estructura de defensa ribereña
- f. Tiempo disponible para la construcción.
- g. Apariencia.
- h. Vida útil y mantenimiento

Criterios de Comportamiento

Una estructura de contención, cada parte de esta y como conjunto de una defensa ribereña, requiere cumplir ciertas condiciones fundamentales de estabilidad, rigidez o flexibilidad, durabilidad, etc., durante la construcción y a lo largo de su vida útil y en muchos casos se requiere plantear alternativas para poder cumplir con las necesidades de un proyecto específico. Estas alternativas pueden requerir de análisis y cálculos adicionales de interacción suelo - estructura. En todos los casos el diseño ha sido examinado de una manera crítica a la luz de la experiencia local previa. Cuando una estructura de contención y de defensa ribereña no satisface cualquiera de sus criterios de comportamiento se puede considerar que ha alcanzado el “Estado Límite”, por lo que durante el período de diseño se deben discutir en toda su extensión todo el rango posible de estados límite.

Durabilidad y mantenimiento

Una durabilidad inadecuada puede resultar en un costo muy alto de mantenimiento o puede causar que la estructura de contención alcance muy rápidamente su estado límite de servicio o su estado límite último. Por lo tanto, la durabilidad del muro y la vía de diseño junto con los requisitos de mantenimiento deben ser consideradas en el diseño, seleccionando de manera adecuada las especificaciones de los materiales de construcción, teniendo en cuenta el clima local, y el ambiente del sitio donde se plantea colocar la estructura. Por ejemplo, el concreto y el acero se deterioran en forma diferente de acuerdo a las circunstancias del medio ambiente reinante.



Estética

Las estructuras de contención pueden ser un detalle dominante de un paisaje urbano o rural y debe realizarse un diseño adecuado para mejorar lo más posible su apariencia, sin que esto lleve a incrementos significantes en su costo. Además de satisfacer los requerimientos de funcionalidad, la estructura de contención debe mezclarse adecuadamente con el ambiente a su alrededor para complacer las necesidades estéticas del paisaje.

Los aspectos que son importantes con referencia a su impacto estético son:

- a. Altura e inclinación de su cara exterior.
- b. Curvatura en planta. En ocasiones los muros de estacas son diseñados con un criterio de muro “ordinario”, cuando con el mismo costo se podría haber construido un muro “elegante”.
- c. Gradiente y conformación de la superficie del terreno aledaño. La cobertura vegetal debe ser un compañero constante de la estructura de contención.
- d. Textura de la superficie de la cara frontal, y la expresión y posición de las juntas verticales y horizontales de construcción.
- e. La corona de la estructura. Todo muro debería llevar un detalle arquitectónico en su corona que sea agradable a la vista

La mejora del aspecto estético puede lograrse a través de una formaleta-estructura adecuada. En ocasiones diversos tipos de vegetación pueden incorporarse a la estructura para mejorar su apariencia, pero debe tenerse en cuenta que estas plantas no causen un daño al muro, a largo plazo. El consejo de un Arquitecto paisajista debe ser buscado para lograr efectos especiales.

Procedimientos de construcción

Es importante para la seguridad y economía, que los diseñadores de estructuras de contención tengan especial consideración con los métodos de construcción y los materiales a ser utilizados. Esto ayudará a evitar diseños peligrosos y puede resultar en economía significativa. Generalmente, se pueden lograr ahorros incorporando en parte los trabajos temporales dentro de la estructura permanente Selección y características del relleno

La escogencia del material de relleno detrás de una estructura de contención depende de los materiales disponibles, las condiciones del sitio la carga que se vaya a colocar sobre el relleno y el tipo de muro. El relleno ideal generalmente, es un material drenante, durable, de alta resistencia y rígido que esté libre de materiales indeseables. Sin embargo la escogencia final del material depende de su costo y disponibilidad contra el costo de utilizar materiales de menor calidad pero de comportamiento aceptable

El relleno detrás de un muro generalmente no debe contener: Turba, material vegetal, maderas, materiales orgánicos o degradables, materiales tóxicos, materiales susceptibles a combustión, caucho, metales, plásticos o materiales sintéticos, lodo, arcillas expansivas, suelos colapsibles o materiales solubles. También el relleno no debe ser químicamente agresivo; por ejemplo la presencia de sulfatos en los suelos puede acelerar el deterioro del concreto o el acero



Colocación y compactación del relleno.

Todos los materiales que se coloquen detrás de estructuras de contención, incluyendo los filtros, deben ser compactados. Al especificar el grado de compactación del relleno y de los filtros, debe tenerse en consideración las funciones que estos materiales van a cumplir. Entre mayor sea el grado de compactación la resistencia al cortante es mayor y el relleno es más rígido, pero la permeabilidad es menor.

En general, se especifica que la densidad debe cumplir una especificación del 90 % de la densidad Proctor modificado para el nivel de los 1.5 metros más alto del relleno y del 95% cuando se requiere pavimentar la superficie arriba del muro.

Debe tenerse en cuenta que la compactación produce presiones mayores sobre la estructura, por lo tanto el efecto de la compactación debe tenerse en cuenta en el diseño.

Debe demostrarse durante la etapa de diseño o antes de la construcción que los materiales a utilizar cumplen con la especificación. El diseñador debe especificar muy claramente el tipo, número y frecuencia de los ensayos de calidad, permitiendo que los ensayos puedan ser aumentados durante la construcción de acuerdo a la heterogeneidad de los materiales y al tamaño del muro tablaestacas.

El movimiento o migración de finos debe prevenirse y puede requerirse la construcción de filtros diseñados específicamente para prevenir que el suelo atraviese los enrocados. Se requieren materiales de drenaje libre para llenar las canastas de los gaviones y el interior de los muros criba.

Deben establecerse especificaciones particulares para el relleno de estructuras de concreto armado las cuales son muy sensibles a cualquier cambio en las fuerzas generadas por el relleno.

Obras temporales

La influencia de obras temporales deben tenerse en cuenta en el diseño y en la etapa constructiva, por ejemplo el ángulo del talud seleccionado para la excavación temporal detrás del muro de tablaestacas, puede afectar las presiones de tierra dependiendo de las resistencias del suelo del sitio y del relleno. En materiales blandos o sueltos puede ser más económico remplazarlos que construir un muro para resistir los altos empujes que ellos producen.

Las excavaciones requeridas para la construcción de una estructura de contención deben ser especificadas en el diseño y deben tener una estabilidad adecuada. Adicionalmente estas excavaciones no deben producir movimientos inaceptables en estructuras cercanas o redes de servicios. La superficie de los taludes temporales también debe ser protegida contra la erosión. Cuando los taludes temporales son altos (más de 7.5 metros) deben construirse bermas intermedias. Cualquier material blando en la interface entre el suelo del sitio y el relleno debe ser removido antes de iniciar el proceso de compactación.

Las excavaciones temporales que requieran soporte o entibado deben ser diseñadas adecuadamente y la secuencia de construcción debe ser cuidadosamente planeada. Se debe garantizar la estabilidad de cada etapa de la construcción y los diseños deben estar indicados en los planos de construcción. Cuando el soporte lateral de la excavación sea retirado debe tenerse en cuenta que el proceso de relleno haya avanzado lo suficientemente para garantizar la estabilidad del talud.

Durante el proceso de excavación debe tenerse en cuenta el efecto del tráfico de vehículos, la exposición al clima, los movimientos sísmicos, etc. En algunos casos se puede requerir la



construcción de muros provisionales en concreto o pantallas de concreto lanzado sobre muros o taludes

Es común que el control inadecuado del agua freática durante la construcción induce fallas en los taludes o produce debilidad de las fundaciones de los muros de contención, por lo tanto, deben diseñarse medidas para el control del agua freática. Las excavaciones en suelos compresibles pueden producir el levantamiento del fondo de la excavación, lo cual puede a su vez producir asentamientos diferenciales del muro de contención.

Debe tenerse especial cuidado al controlar el nivel freático, que el drenaje puede producir asentamientos en las estructuras cercanas o en las redes de servicios, produciendo su rotura la cual a su vez puede traer como consecuencia la falla de la estructura de contención.

3.16. CONCLUSIONES

MARGEN IZQUIERDA

- De la progresiva 0+000 a 0+300 identificamos afloramiento de areniscas finas a areniscas arcóscas (Formación Zapallal alterada), cuyo espesor de Este a Oeste va disminuyendo de cota de 28.50 a 18.70 msnm. Por tanto, el espesor del manto eólico superficial aumenta. La fundación de las obras civiles se efectuaran en formación Zapallal algo alterada a alterada, por lo que el manto eólico debe ser evacuado en su totalidad.
- De la progresiva 0+300 a 0+390, superficialmente se registra una importante cobertura de arenas y escasas transiciones de suelos limosos; en esta área particularmente se infiere que la Formación Zapallal presenta su menor cota y en cota superior sobreyace una importante cobertura arenosa de gradación fina con espesores variables
- De ser necesario, se recomienda complementar la investigación geotécnica en la etapa constructiva en los sectores críticos donde se desee comprobar la calidad geotécnica y profundidad verdadera del suelo en la base de hincado y tener la longitud real de las tablaestacas a hincarse.
- De la progresiva 0+390 a 2+615 el manto eólico con transiciones orgánicas y limosas registra una potencia o espesor variable de 0.20 a 1.50 m., subyace un horizonte de suelo residual, el espesor varía de 1.50 a 4.20 metros aproximadamente. Debajo yacen areniscas (Formación Zapallal) de compacidad relativa media, cuyos parámetros geotécnicos tienden a mejorar con la profundidad de confinamiento llegando a tener una compacidad relativa densa a muy densa. debajo de los 6.50 metros.
- En el tramo desde la progresiva 1+750 hasta 2+320 de la margen derecha, la Formación Zapallal aflora en toda esta extensión, por lo que no fue necesario realizar investigación geofísica.

En el afloramiento de roca sedimentaria blanda, entre las progresivas de 0+000 a 0+100, la Formación Zapallal se presenta poco alterada a alterada. Por tanto, se debe tener en cuenta la zonificación geotécnica para roca, unidad R-1, que permite evaluar las condiciones de cimentación de las estructuras civiles y la profundidad de empotramiento del tablaestacado.

En la margen izquierda estudiada, se recomienda que la fundación de estructuras y obras civiles deban corresponder a las mejores características geo-mecánicas y geotécnicas, donde la consistencia sea cómo mínimo firme a muy firme, preferentemente Dura ($q_a \geq 2.00 \text{ kg/cm}^2$). Asimismo, debido a la variación del grado de meteorización del terreno natural, se debe tener en consideración la zonificación geotécnica para roca, unidad R-2, así como los rangos inferidos de la resistencia a la comprensión para la Formación Zapallal alterada e inalterada.



3.17. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

3.17.1. Recomendaciones para la cimentación y profundidad de hincado

Por las condiciones lito-estratigráficas y características geotécnicas del suelo residual y la transición de la Formación Zapallal recomendamos lo siguiente:

- Perfilar y evacuar el manto eólico superficial con sueltos a medios.
- Perfilar el suelo residual hasta donde la resistencia del suelo registre una consistencia firme ($q_a = 1.00 - 2.00 \text{ kg/cm}^2$) y en concordancia a la zonificación geotécnica longitudinal efectuada en ambas márgenes del río Piura.
- Complementariamente el suelo residual perfilado mejorara sus propiedades geotécnicas adicionando en proporciones adecuadas arcilla y grava, adjuntamos diseños alternos.

MEJORAMIENTO DE PROPIEDADES GEOTECNICAS DEL SUELO RESIDUAL				
MUESTRA	SUELO RESIDUAL	ARCILLA	GRAVA	ENSAYOS DE LABORATORIO
A	60%	20%	20%	PROCTOR Y CORTE DIRECTO
B	70%	20%	10%	PROCTOR Y CORTE DIRECTO
C	70%	10%	20%	PROCTOR Y CORTE DIRECTO

- Las rocas originarias predominantemente se componen de cuarzo, feldespato, micas y ferromagnesianos y las propiedades físicas de los materiales fluviales muestran un carácter abrasivo, debiendo tomarse en cuenta esta propiedad en el diseño de las obras civiles a proyectarse, particularmente en la resistencia del concreto a utilizarse; debiéndose realizar diseños de mezcla para resistencias mayores de 210 Kg./cm^2 .
- Para el empotramiento de las tablaestacas, los suelos alcanzados en el nivel de hincado final de la base del tablaestacado, deben tener consistencia dura o compacidad relativa densa a muy densa. La resistencia a la compresión de los materiales a las profundidades deseadas debe superar los 4.00 Kg/cm^2 .
- De acuerdo a los resultados de la refracción sísmica, la profundidad de empotramiento de las tablaestacas debe corresponder al horizonte de material competente con velocidades de ondas de compresión mayores a los 1000 m/s , en material duro o denso.

3.17.2. Zona impermeable 2



Constituido de material impermeable arcilla (tipo 2), el terraplenado de este material deben efectuarse por capas cuyo espesor estará en relación directa al diseño de compactación y el diámetro o profundidad del ensayo de densidad. Conocido y analizado el material en cantera se efectuara un Ensayo Proctor Estándar cada 5000 metros cúbicos si la cantera es homogénea, si la cantera no es homogénea el Proctor y corte directo se efectuara cada 3000 metros cúbicos. Para el control de calidad la densidad tomada en cada capa u horizonte terraplenado permitida corresponder a 95% (mínimo) de la densidad Proctor. La humedad de campo tendrá como rango $\pm 2\%$ de la humedad óptima del Proctor.

3.17.3. Cable tensado

El área donde se anclara el bulbo debe corresponder a las mejores características geo-mecánicas y geotécnicas del terreno natural, ya que la carga de tensado permanente exigirá un mejor empotramiento del bulbo. Por lo que es muy importante que el bulbo sea anclado en terreno natural y/o terraplenado con reemplazo de material, cuya consistencia sea como mínimo Dura ($> 5.00 \text{ kg/cm}^2$).

3.17.4. Tablestacado

El tablestacado tiene como objetivo garantizar la geometría funcional de la caja hidráulica, protección ribereña, atenuación de la erosión y socavamiento del río.

De acuerdo al estudio sísmico existe una buena correlación de velocidad de las ondas primarias (V_p) con el tipo de material, habiéndose obtenido perfiles con buen nivel de detalle. De acuerdo a los resultados obtenidos en ambas márgenes del río Piura, el empotramiento del tablestacado estará a profundidades donde se tenga materiales con velocidades $V_p > 1000 \text{ m/s}$ (Ver estudio de Refracción Sísmica) que deben tener correspondencia con materiales granulares de compacidad relativa densa o compacta, preferentemente compactos o materiales cohesivos con consistencia firme a muy firme, preferentemente duros.

Por tanto, es fundamental que el tablestacado sea hincado y empotrado en terreno natural y/o terraplenado con reemplazo de material, cuya consistencia sea de muy firme a dura ($q_a \Rightarrow 4.00 \text{ kg/cm}^2$).

3.17.5. Filtración tolerada

Otro factor que, a veces, determina la inclinación de los taludes es la cantidad de filtración que puede tolerar. Si la estructura está sobre un cimiento permeable, puede ser necesario aumentar el ancho de la base para reducir la filtración. La filtración también puede reducirse si se coloca una cubierta impermeable en el lado de aguas arriba de la cortina para aumentar la trayectoria de filtración con el uso de un muro de guarda o dentellón en el cimiento, como una tablaestaca o una zanja llena de arcilla. Tener presente que el nivel de agua en las estructuras de fundación se registra principalmente entre las progresivas 2+000 a 2+855.

Es muy importante recomendar, que de ser necesario, en la etapa constructiva se desarrollen más investigaciones geotécnicas, principalmente en zona de fundación (ensayos DPL, densidad natural, muestreo inalterado, ensayos de laboratorio, etc.), ya que las condiciones geológicas-geotécnicas encontradas son muy particulares y erráticas. De los resultados obtenidos en la construcción y reconstrucción de la presa Los Ejidos, los suelo duales SP-SM mostraron coeficiente de permeabilidad del orden de 10^{-3} a 10^{-5} cm/s , siendo materiales de baja permeabilidad.

TABLESTACAS

Estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado,
ancladas en su parte superior.

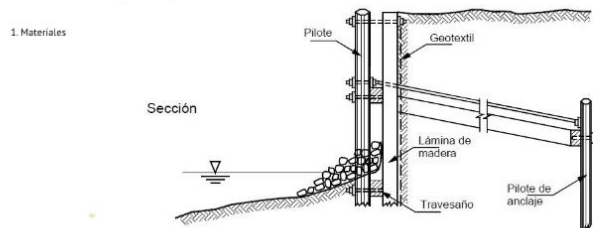


Fig. N°3.1

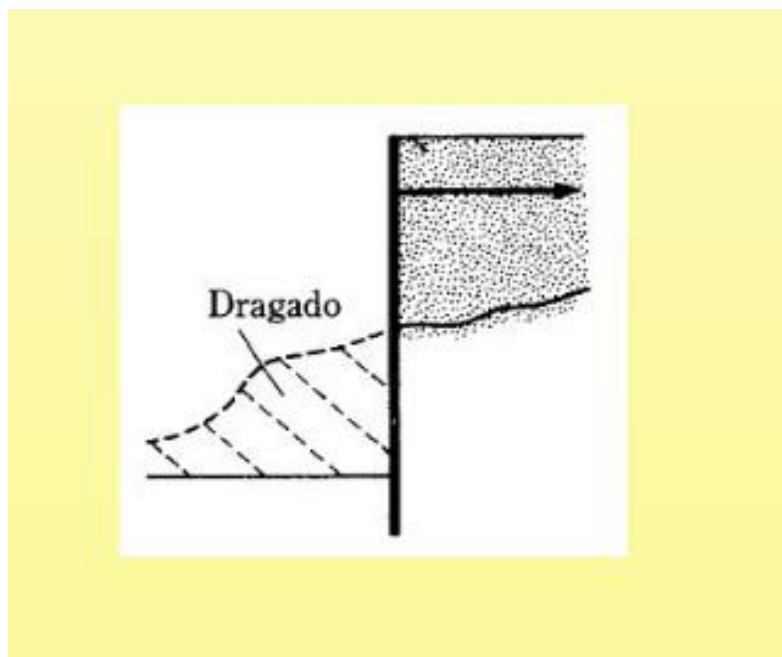


Fig. N°3.2

3.3. HIDROLOGIA Y METEOROLOGIA

3.3.1. Información Meteorológica

La Información meteorológica utilizada para la caracterización climática de la cuenca proviene de entidades públicas como el SENAMHI, la ANA y el Gobierno Regional de Piura. La Figura 2 muestra la ubicación de las estaciones meteorológicas administradas por SENAMHI.

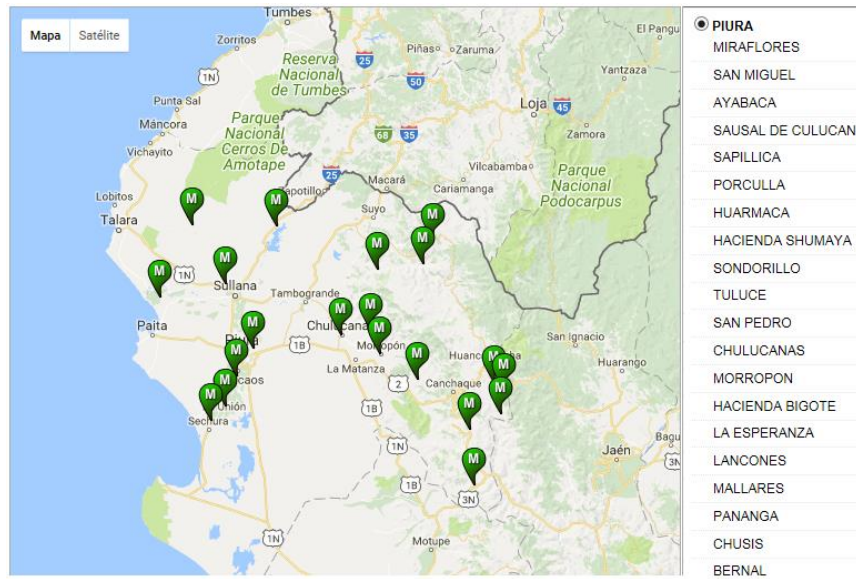


Fig 3.3. Estaciones meteorológicas

Fuente: <http://www.senamhi.gob.pe/?p=descarga-datos-hidrometeorologicos>. Elaboración propia.

3.3.2. Información Hidrométrica

La información hidrométrica proviene de estaciones limnimétricas en los puentes: Ñacara, Tambogrande y Sánchez Cerro. Estas estaciones son administradas por el PECHP.

En la cuenca del río Piura fueron identificadas once estaciones de aforo de caudales con registro histórico (nueve de ellas monitoreadas por el proyecto Especial Chira Piura - PECHP y las otras dos monitoreadas por el SENAMHI). En la actualidad varias estaciones están inoperativas por las fuertes avenidas provocadas por el FEN. Por ello es que la longitud de registro de datos de caudales en la mayoría de las estaciones comienza en 1972 y culminan en 1992.

En la cuenca del río Piura, las tres estaciones más importantes para las mediciones de los caudales son: en Chulucanas – Puente Ñacara, en Tambogrande y en Piura – Estación Sánchez Cerro. Según las mediciones y registros desde 1924 el régimen de flujo del río Piura es muy irregular y depende directamente de las precipitaciones y de la ocurrencia del Fenómeno El Niño. Como resultado de este fenómeno, el caudal máximo registrado alcanzó 4424 m³/s (1998). Para el presente estudio la estación hidrométrica de interés es la ubicada en el puente Sánchez Cerro y en el puente Tambogrande.

Estaciones hidrométricas a considerar

➤ Estación Puente Piura (Sánchez Cerro)

La estación se encuentra totalmente operativa, esta se encuentra ubicada en el Puente Piura, y cuenta con una regla del tipo limnógrafo de 4m de altura.



CUADRO N° 3.14

FICHA DE EVALUACION DE ESTACIONES HIDROMETRICAS				
NOMBRE DE LA ESTACION		PUENTE PIURA (SANCHEZ CERRO)		
VERTIENTE		OCEANO PACIFICO		
RIO		PIURA		
CUENCA DEL RIO		PIURA		
UBICACIÓN POLITICA		Departamento	Provincia	Distrito
		PIURA	PIURA	MIRAFLORES
UBICACIÓN	Geográfica	Latitud	Longitud	Altitud
		5°11'37.15"	80°37'24.39"	34 msnm
	UTM	Norte	Este	Altitud
		9425917	541731	34 msnm
CONDICION		OPERATIVA		
PERIODO DE OPERACIÓN		DESDE 1923 A LA FECHA		
FECHA DE EVALUACION		20/06/2014		
ENTIDAD RESPONSABLE		PECHP		
TIPO		HIDROMETRICA		
ESTADO DE CONSERVACION		BUENO		

Fuente: ANA – DCPRH, 2015.



Fig. N°3.4

Fuente: ANA – DCPRH, 2015.



➤ **Estación Puente Tambogrande**

La estación se encuentra operativa, esta se encuentra ubicada en el distrito de Tambogrande, cuenta con 03 reglas del tipo limnógrafo de 4m de altura.

CUADRO N°3.15

FICHA DE EVALUACION DE ESTACIONES HIDROMETRICAS				
NOMBRE DE LA ESTACION		TAMBOGRANDE		
VERTIENTE		OCEANO PACIFICO		
RIO		PIURA		
CUENCA DEL RIO		PIURA		
UBICACIÓN POLITICA		Departamento	Provincia	Distrito
		PIURA	PIURA	TAMBOGRANDE
UBICACIÓN	Geográfica	Latitud	Longitud	Altitud
		04°57'10.56"	80°19'44.76"	65 msnm
	UTM	Norte	Este	Altitud
		9454345	572533	65 msnm
CONDICION		OPERATIVA		
PERIODO DE OPERACIÓN		HASTA LA FECHA		
FECHA DE EVALUACION		10/07/2014		
ENTIDAD RESPONSABLE		PECHP		
TIPO		HIDROMETRICA		
ESTADO DE CONSERVACION		BUENO		

Fuente: ANA – DCPRH, 2015.



Fig. N°3.5

Fuente: ANA – DCPRH, 2015.

Tipos de caudales a obtener

Al manejar datos hidrométricos frecuentemente se encuentran diversos términos técnicos que pueden ser confundidos por su similitud. A continuación se explican algunos de ellos:

➤ **Caudal instantáneo**

Como su nombre lo dice, es el caudal que se determina en un instante determinado a lo largo del día, según el tipo de medición con que se cuenta en la estación Nácara (por ejemplo se usa el limnógrafo),



con ello se ayuda a obtener caudales instantáneos de manera continua. En la estación Tambogrande y Los Ejidos se mide con limnómetro, su determinación se hace en forma indirecta, determinado el nivel del agua en el río (N_0), e interpolando el caudal en la curva calibrada de la sección determinada precedentemente. Se expresa de la siguiente manera:

$$Q_o = Fq(N_o), \text{ en m}^3/\text{s}.$$

➤ **Caudal máximo instantáneo**

Es aquel caudal de máximo valor que se obtiene de los caudales máximos instantáneos para un determinado período de retorno, puede ser caudal horario, diario, mensual o anual.

➤ **Caudal máximo diario o mensual**

Es aquel caudal de máximo valor que se obtiene de los caudales medios diarios o mensuales registrados en un mes o en un año.

➤ **Relación caudal pico/caudal diario**

Es la relación que existe entre el caudal máximo instantáneo y el caudal máximo diario. Generalmente, se admite un valor promedio de 1.6 para esta relación, sabiendo que los resultados de numerosos estudios de crecidas extremas en el mundo dan valores de dicho coeficiente variando entre 1.2 y 2.2 (con valor promedio 1.6) con una probabilidad de 90%. Sin embargo, los valores pueden alcanzar valores mucho más elevados para cuencas pequeñas. A manera de ejemplo, en la costa norte del Perú, la relación entre caudal máximo diario y caudal máximo instantáneo varía en función del tamaño de la cuenca hidrográfica (Tabla 3.16).

Tabla 3.16. Relación entre el caudal pico y el caudal diario en la vertiente del Pacífico Norte del Perú

Superficie de la cuenca (km ²)	$Q_{\text{pico}}/Q_{\text{diario}}$
$S > 3000$	1.2
$1000 < S < 3000$	1.3
$800 < S < 1000$	1.4
$600 < S < 800$	1.6
$400 < S < 600$	2.0
$200 < S < 400$	2.5
$S < 200$	De 3.0 hasta 5.0 ó 6.0

3.3.3. Aspectos metodológicos

Para la realización del estudio hidrológico se considera lo siguiente:

Para establecer el caudal máximo de diseño se procederá con la recopilación de información hidrométrica proveniente de la estación Puente Sánchez Cerro respecto a caudales máximos instantáneos.

- Evaluar los datos de Q Max Instantáneo a fin de establecer datos dudosos.
- Realizar la distribución de bondad de ajuste.
 - Ajuste gráfico
 - Ajuste estadístico:
 - Chi-cuadrado
 - Smirnov – Kolmogorov



- Establecer el caudal de diseño en función al período de retorno (T).

Para establecer el comportamiento hidráulico del río Piura en el tramo en estudio, con lo cual se podrá establecer el nivel máximo de agua y la profundidad de socavación se va a utilizar el HEC – RAS como método de cálculo. Para poder llegar a los resultados esperados se requiere contar con lo siguiente:

- La geometría del tramo del río en estudio. Para ello se ha de realizar el levantamiento topográfico de las condiciones actuales del río.
- Definir el número y la forma de las secciones transversales a ser utilizadas.
- Establecer el valor a asignar del coeficiente de Manning.
- Definir los bancos del río en ambas márgenes.
- Establecer los coeficientes de contracción y expansión (flujo estacionario)
- El comportamiento hidráulico del río Piura en el tramo en estudio, así como el nivel máximo de agua alcanzado se va a realizar para distintos períodos de retorno.

3.4. Parámetros Climatológicos

Se tienen datos de 26 estaciones meteorológicas, de las cuales nueve (09), por los años de registro ofrecen confianza estadística y han sido tomadas como referencia. Estas estaciones son: Chulucanas, Chusis, Huarmaca, Malacasí, Miraflores, Monte Grande, Morropón, San Miguel, y Tejedores.

En la Tabla 17 se muestra la relación de estaciones meteorológicas con registros históricos, mientras que en la Figura 6 la ubicación de las mismas.

Tabla 3.17. Estaciones meteorológicas con registros históricos climatológicos

Nº	Nombre	Coordenadas UTM WGS		Coordenadas Geográficas		Altitud (msnm)
		Este	Norte	Latitud Sur	Longitud	
1	Miraflores	542484	9428900	05°10'00"	80°35'34"	40
2	Monte Grande	533207	9408608	05°21'1"	80°42'1"	13
3	Chusis	520307	9390221	05°31'27"	80°48'22.6"	14
4	Malacasí	623423	9410777	05°19'47"	79°53'10"	264
5	Tejedores	585518	9477032	04°45'1"	80°14'1"	211
6	Chulucanas	592368	9436222	05°06'	80°10'	90
7	Morropón	613261	9427378	05°10'47"	79°58'41"	141
8	San Miguel	535386	9413735	05°18'14"	80°40'50.3"	20
9	Huarmaca	663594	9384216	05°34'09"	79°31'23"	2100

Fuente: <http://www.senamhi.gob.pe>. Elaboración propia.

Fig. N°3.6. Ubicación de las estaciones meteorológicas utilizadas

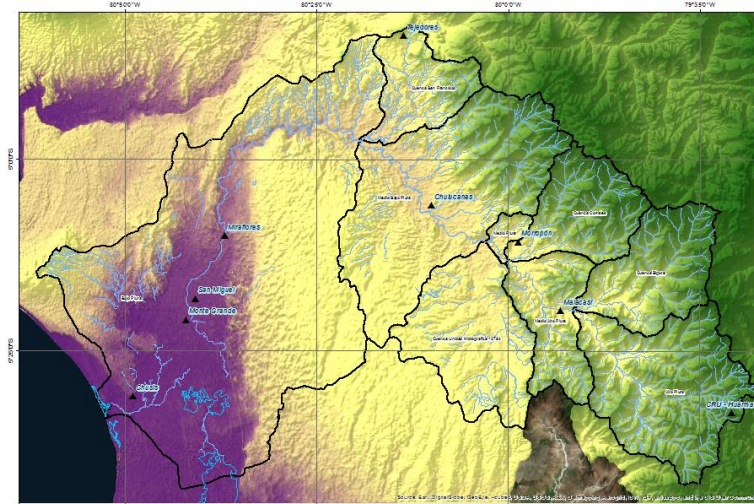


Tabla 3.18. Estaciones meteorológicas en el ámbito del estudio – Precipitación media anual (mm)

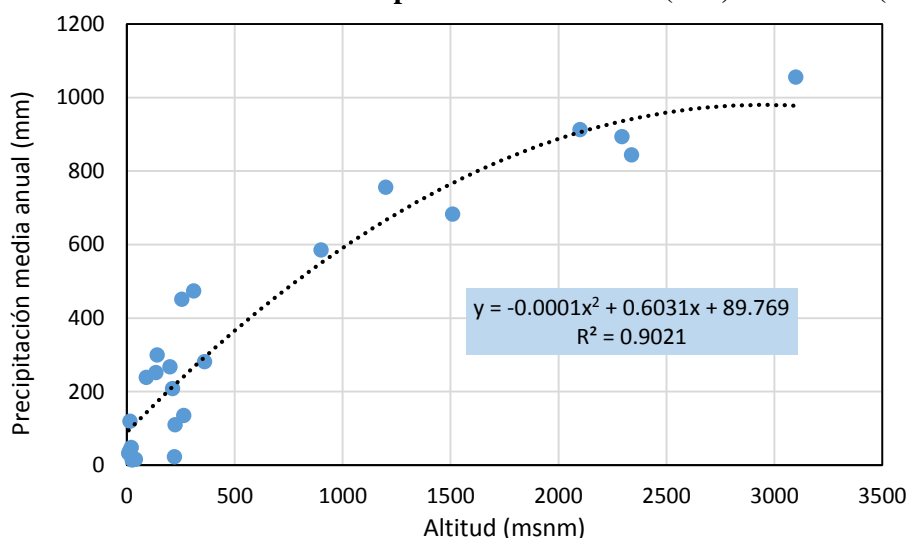
N°	Nombre	Coordenadas UTM WGS		Coordenadas Geográficas		Altitud (msnm)	Promedio Anual
		Este	Norte	Latitud Sur	Longitud		
1	Laguna Ramón	544307	9392051	5°30'1"	80°36'1"	25	13.6
2	Miraflores	542484	9428900	05°10'00"	80°35'34"	40	16.0
3	Corral del	622959	9426778	05°11'06"	79°53'26"	221	22.3
4	Bernal	527693	9395745	05°28'	80°44'15"	8	32.6
5	Monte grande	533207	9408608	5°21'1"	80°42'1"	13	38.3
6	San Miguel	535386	9413735	5°18'14"	80°40'50.3"	20	47.8
7	San Joaquín	572011	9432530	5°8'1"	80°21'1"	223	109.9
8	Chusis	520307	9390221	05°31'27"	80°48'22.6"	14	119.3
9	Virrey	614387	9383030	5°34'51"	79°58'2"	264	135.2
10	Tejedores	585518	9477032	4°45'1"	80°14'1"	211	208.4
11	Chulucanas	592368	9436222	05°06'	80°10'	90	238.3
12	Cruceta	581316	9465715	04°52'1"	80°10'	135	251.5
13	Bigote	634820	9414042	5°18'	79°47'	200	267.3
14	Chignia	588601	9380952	5°36'	79°42'	360	280.9
15	Morropón	613261	9427378	05°10'47"	79°58'41"	141	299.8
16	San Pedro	609925	9439760	05°04'04"	80°00'30"	254	451.0
17	Barrios	644059	9415866	05°15'00"	79°42'	310	473.7
19	Paltashaco	625621	9434820	05°06'44"	79°52'	900	585.1
20	Pirga	655044	9373456	05°40'	79°36'	1510	682.9
21	Canchaque	655122	9406627	5°22'	79°36'	1200	756.0
22	Pasapampa	655184	9434270	5°07'	79°36'	2339	844.2
23	Chalaco	633028	9443529	5°02'	79°48'	2295	893.3
24	Huarmaca	663594	9384216	5°34'09"	79°31'23"	2100	912.8
25	Frias	627504	9454595	4°56'	79°51'	3100	1055.2

Fuente: <http://www.senamhi.gob.pe>. Elaboración propia

3.4.1. PRECIPITACION

La precipitación total anual de la cuenca húmeda del río Piura es de 487.3 mm/ año, que puede generar un aporte de hasta 1692.269 Hm³/ año. Obviamente existe un conjunto de pérdidas, como lo relacionado a la intercepción por la vegetación existente, evaporación y almacenamiento en depresiones, entre otros factores.

Gráfico 3.1. Precipitación media anual (mm) vs. Altitud (msnm)



Fuente: <http://www.senamhi.gob.pe>. Elaboración propia.

3.5. Clasificación Climatológica

Del “Estudio para el Tratamiento Integral del río Piura” realizado el año 2000, el sistema de clasificación de Thornwaite, clasifica el clima de la cuenca según franjas longitudinales que van desde muy seco y cálido en la parte baja de la cuenca, hasta seco y semi-cálido en la parte media, siguiendo con moderadamente húmedo y templado cálido, coincidiendo con el cauce principal, y llegando hasta muy húmedo y frío moderado en las nacientes de la margen derecha.

La precipitación pluvial y la temperatura son los elementos meteorológicos más importantes, considerándose la lluvia netamente veraniega. La precipitación anual a lo largo de la cuenca varía entre 50 y 800 mm, para años normales; alcanzando la precipitación anual, en algunos puntos de la cuenca, valores superiores a los 4000 mm, en presencia del Fenómeno del Niño.

La temperatura es de carácter tropical, sin manifestaciones extremas durante el año; la temperatura media mínima en la cuenca es del orden de los 19°C y se presenta en las zonas de cabecera de cuenca, como la localidad de Frías. En la zona de la ciudad de Piura oscila entre 18,8°C y 31,2°C.

Los vientos que predominan son de O - SO; después de atravesar el despoblado de Piura, penetran en los valles a manera de brisas de invierno o cargados de humedad en verano.

La evaporación presenta una relación directa con la temperatura y la precipitación pluvial, por ello, la evaporación es mayor durante el verano. La evaporación (Piché) promedio total anual en el valle es relativamente alta, del orden de 1500 mm. En la zona de estudio, cerca de la ciudad de Piura, en la estación Miraflores, se registra un promedio de 1700 mm anuales; en Morropón 1800 mm.

Las horas de sol por día, durante el año varían entre 5 y 6.5 con un porcentaje de horas de sol de 40% y 52%. La nubosidad en promedio mensual varía entre 5/8 a 8/8 en toda la cuenca.



3.5.1. CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA

El estudio sistemático de los parámetros morfológicos de las cuencas es de gran utilidad. El análisis de las características morfométricas y funcionales de la cuenca hidrográfica a través de parámetros de forma, relieve y red de drenaje, es básico en la modelación hidrológica para determinar las características del escurrimiento superficial del agua de lluvia.

Esta cuenca tiene un área de 10,930.10 Km², una altitud media de 465 msnm y una pendiente media en el orden de 19 % y de acuerdo a la curva hipsométrica mostrada corresponde a un río maduro. El Factor de Forma determinado es 0,20 lo cual nos estaría indicando que esta cuenca tiene buena respuesta a las crecidas, asimismo el Coeficiente de Compacidad determinado es 1,76 y que corresponden a cuencas de forma alargada (ver mapa de parámetros).

A continuación, la Tabla 3.19 detalla el resultado de la estimación de cada parámetro de la cuenca.

Tabla 3.19. Caracterización morfométrica - Cuenca Piura

Parámetros generales	Unidad	Valor	Criterio/Descripción
Área de captación	Km ²	10,930.10	
Ancho Promedio	Km	55.02	
Ancho máximo	Km	68.31	
Perímetro	Km	652.78	
Longitud de la cuenca	Km	198.65	
Longitud del cauce principal	Km	288.00	
Parámetros de forma			
Coeficiente de Compacidad (Kc)		1.75	De oval oblonga a rectangular oblonga
Factor de Forma (Kf)		0.28	Muy poco achatada
Índice de alargamiento (Ia)		2.91	Moderadamente alargada
Coeficiente de masividad (Km)		0.04	Muy montañosa
Parámetros de relieve			
Altitud media ponderada	msnm	449.25	
Pendiente media de la cuenca (*)	%	15.79	
Pendiente del cauce principal	%	0.01	Suave

(*) Pendiente media con Criterio de ArcGIS®. Fuente: Elaboración propia.

3.5.2. Curva hipsométrica y elevación media de la cuenca

La curva hipsométrica es la curva que puesta en coordenadas rectangulares, representa la relación entre la altitud, y la superficie de la cuenca que queda sobre esa altitud.

Es de suma importancia porque permite conocer cómo se distribuye el área de una cuenca a distintos niveles topográficos, a fin de comparar características de almacenamiento y flujo entre cuencas.

En ese sentido, la Tabla 5 muestra el resultado del proceso realizado a la cuenca del río Piura luego de emplear el método sugerido en ArcGIS. El Gráfico 6 muestra la representación del relieve medio de la cuenca, construido llevando en el eje de las abscisas, longitudes proporcionales a las superficies proyectadas en la cuenca en porcentaje, comprendidas entre curvas de nivel consecutivas hasta



alcanzar la superficie total, llevando al eje de las ordenadas la cota de las curvas de nivel consideradas.

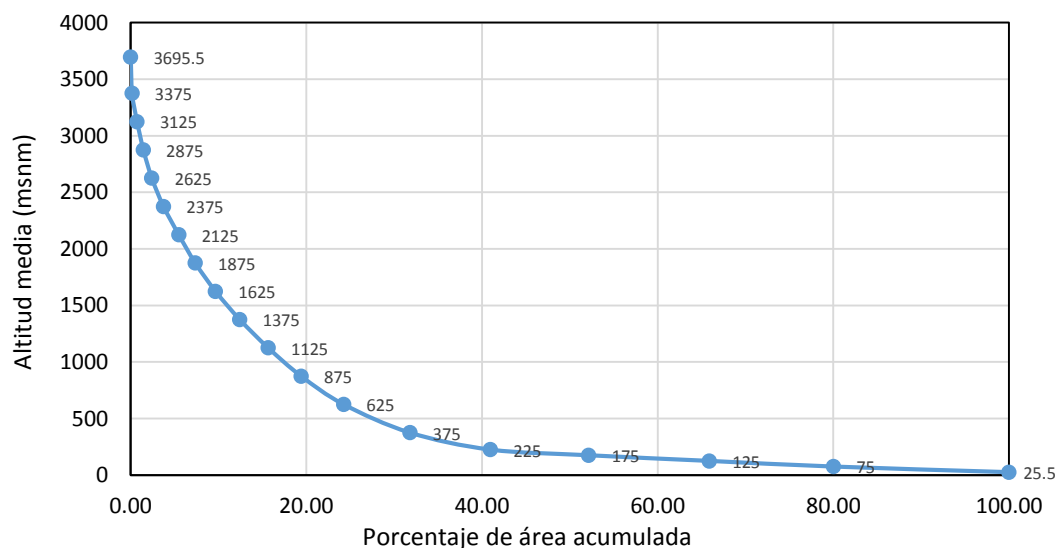
Según lo mostrado por el Gráfico 2, la forma de la curva hipsométrica implica que la cuenca es del tipo sedimentaria, que geológicamente es una cuenca vieja.

Tabla 3.20. Características topográficas de la cuenca del río Piura

COTAS		Altitud Media (msnm)	Área parcial (km ²)	Área Acumulada (km ²)	% Acumulado
1	50	25.5	2183.32	10930.02	100.00
50	100	75	1545.50	8746.70	80.02
100	150	125	1501.11	7201.20	65.88
150	200	175	1222.21	5700.09	52.15
200	250	225	1002.38	4477.88	40.97
250	500	375	825.04	3475.51	31.80
500	750	625	529.38	2650.47	24.25
750	1000	875	409.28	2121.09	19.41
1000	1250	1125	353.65	1711.80	15.66
1250	1500	1375	301.72	1358.15	12.43
1500	1750	1625	252.48	1056.43	9.67
1750	2000	1875	204.83	803.95	7.36
2000	2250	2125	189.58	599.12	5.48
2250	2500	2375	145.47	409.54	3.75
2500	2750	2625	105.14	264.06	2.42
2750	3000	2875	78.50	158.92	1.45
3000	3250	3125	62.39	80.42	0.74
3250	3500	3375	17.04	18.03	0.16
3500	3891	3695.5	0.99	0.99	0.01
TOTAL			10930.10		

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 3.2. Curva hipsométrica – Cuenca río Piura





3.6. DESCARGAS DE DISEÑO

Empleado como metodología de trabajo y análisis la Tesis para optar el título de ingeniero civil de Claudia Palacios "Caudales de diseño en el río Piura y su variación histórica ante el Fenómeno El Niño" (2010), este capítulo tiene por finalidad el de presentar los modelos probabilísticos que se han ajustado para la determinación de caudales de diseño a las series con período 1925-2017 de las estaciones Los Ejidos y Tambogrande. Estos caudales han permitido estimar los eventos máximos asociados a períodos de retomo de hasta 100 años.

Para la determinación del caudal máximo de diseño se ha procedido a ajustar la serie histórica de caudales máximos a la distribución de probabilidad que presenta mejor ajuste, y mediante el método de los momentos lineales utilizando el software HidroEsta, se ha estimado la magnitud del evento para el tiempo de retorno establecido.

Previo a ello, a la serie histórica de caudales máximos se le realiza la prueba de bondad de ajuste de cada una de las distribuciones de probabilidad para analizar cuál es la más adecuada para los caudales de diseño del río Piura.

3.6.1. CAUDALES

Para la realización del análisis del caudal de diseño se usan los datos de descargas del río Piura para el período 1926 – 2017 registrados en la estación Puente Sánchez Cerro y Presa Los Ejidos.

Como se menciona en estudios previos, para el planeamiento de las obras civiles, es importante conocer el comportamiento de los niveles del río en la estación hidrológica Puente Sánchez Cerro, ya que al producirse las descargas máximas instantáneas, se conocerá el nivel con el que se podría dotar de seguridad a las obras que se proyecte construir o instalar, para evitar daños catastróficos derivados de su destrucción. Tal seguridad estaría orientada a determinar el mayor nivel que alcanzaría el río para un período de retorno dado y la vida útil de cada obra propuesta.

En el período de registro de la Estación Puente Sánchez Cerro (1926-1999) la descarga máxima instantánea alcanzó los 4424 m³/s (1998, año excepcionalmente húmedo con presencia del Fenómeno del Niño).

3.6.2. MEDICIONES DE CAUDAL

En cuanto a las mediciones de caudal de interés están corresponden a las evaluadas en el Puente Sánchez Cerro (1925 – 1985), represa Los Ejidos (1986 – 2017) y Puente Tambogrande debido a que permiten efectuar el control del flujo aguas abajo y aguas arriba del sector en estudio, respectivamente. Ver Tabla 21.

Como se aprecia en la Tabla 21, en promedio la serie histórica, tiene una media anual promedio de 906.2 m³/s, siendo el máximo de 4424 m³/s y el mínimo de 9.0 m³/s.



**Tabla 3.21. Descarga máxima instantánea río Piura – Estación Puente Sánchez Cerro/Presa
Los Ejidos (m³/s)**

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	0.0	27.0	384.0	1,000.0	24.4	19.4	18.0	16.8	2.2	0.0	0.0	0.0	1,000.0
1972	30.4	150.0	1,616.6	400.0	45.0	27.0	11.7	10.6	7.0	7.4	10.0	1.8	1,616.6
1973	98.0	845.0	667.0	550.0	67.0	24.1	19.1	4.4	3.5	1.1	1.0	1.6	845.0
1974	3.6	40.4	58.0	30.0	27.6	19.8	13.3	15.1	6.9	3.0	2.8	9.1	58.0
1975	29.5	31.9	272.5	133.0	22.8	19.6	13.6	9.9	9.0	9.6	8.8	5.3	272.5
1976	69.0	190.0	388.0	290.0	81.0	34.0	11.4	9.9	10.2	38.0	42.5	45.2	388.0
1977	26.4	310.0	346.0	281.5	70.8	24.6	77.5	40.8	35.8	17.0	10.6	29.6	346.0
1978	30.0	30.0	42.0	167.0	34.0	17.5	12.6	8.8	18.5	19.5	20.5	6.0	167.0
1979	44.0	38.6	63.5	74.0	41.0	21.0	14.7	7.8	12.3	16.5	14.7	15.1	74.0
1980	40.2	41.1	41.1	45.3	38.3	23.5	21.0	19.0	16.6	15.8	17.4	12.6	45.3
1981	46.9	49.0	568.0	67.8	34.0	24.4	16.0	16.8	10.4	20.8	9.2	13.6	568.0
1982	32.5	38.0	33.4	34.2	32.6	22.0	18.6	9.2	6.0	7.6	2.6	390.0	390.0
1983	1,670.0	1,635.0	2,865.0	2,475.0	3,200.0	1,750.0	260.0	79.0	18.0	16.0	14.0	10.0	3,200.0
1984	18.2	480.0	980.0	370.0	102.0	44.0	44.0	22.0	23.0	19.0	7.8	7.8	980.0
1985	46.0	60.0	112.0	42.0	60.0	22.0	26.0	17.9	12.0	6.7	7.3	8.6	112.0
1986	23.0	25.0	9.6	12.0	20.5	9.3	14.4	4.9	4.8	5.0	18.0	4.0	25.0
1987	10.6	170.0	790.0	200.0	250.0	75.0	37.5	12.5	2.5	2.3	4.3	6.0	790.0
1988	2.7	5.7	6.5	4.0	3.5	6.0	3.9	1.3	2.2	3.1	10.0	10.0	10.0
1989	5.0	466.0	845.0	390.0	46.1	24.8	13.5	10.5	8.0	25.7	25.5	7.0	845.0
1990	1.0	5.5	0.5	2.0	7.6	2.0	9.0	8.0	1.0	7.0	0.0	5.0	9.0
1991	0.0	16.5	14.2	14.2	5.7	24.5	0.0	5.7	5.7	13.0	6.0	5.7	24.5
1992	0.0	5.7	1,674.2	1,793.0	247.0	25.0	14.3	5.7	0.0	0.0	7.0	5.7	1,793.0
1993	0.0	118.5	1,042.0	616.7	84.3	56.8	57.0	11.4	5.7	5.7	8.5	7.5	1,042.0
1994	27.0	251.0	1,000.0	1,062.0	85.6	91.6	14.3	11.4	17.0	11.4	0.0	5.7	1,062.0
1995	0.0	87.0	78.5	48.5	14.4	10.0	17.3	0.0	1.0	0.5	23.3	0.0	87.0
1996	1.0	4.0	100.9	5.7	6.2	10.4	10.0	10.0	10.0	0.0	8.5	40.0	100.9
1997	10.0	0.5	10.0	21.6	7.3	10.0	20.0	5.7	5.7	0.0	0.0	638.1	638.1
1998	1,485.2	3,344.0	4,424.0	3,816.0	1,936.0	185.0	84.0	74.0	14.2	11.5	23.3	6.7	4,424.0
1999	6.7	3,107.0	1,192.0	268.0	211.0	75.0	47.0	38.0	26.0	26.0	11.0	14.0	3,107.0
2000	0.4	199.5	1,516.0	330.0	132.0	82.0	75.0	69.0	23.0	10.5	0.0	41.0	1,516.0
2001	135.0	344.0	2,096.0	2,124.0	107.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2,124.0
2002	0.0	256.2	1,901.0	3,642.0	134.0	68.0	71.0	62.2	32.5	14.3	14.4	18.3	3,642.0
2003	42.7	55.1	199.6	11.5	16.1	156.0	35.8	11.5	5.7	5.7	0.0	0.0	199.6
2004	14.0	5.0	0.0	4.0	0.0	0.0	4.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	14.0
2005	125.0	0.0	128.0	76.0	5.0	5.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	128.0
2006	0.0	105.5	370.0	239.0	30.0	10.0	5.0	10.0	5.0	0.5	5.0	5.0	370.0
2007	5.0	5.0	50.0	66.0	35.0	80.0	33.0	5.0	5.0	8.0	10.0	10.0	80.0
2008	23.0	1,495.0	1,447.0	2,010.0	132.8	120.0	67.0	42.5	5.0	10.6	16.4	18.5	2,010.0
2009	664.0	701.0	963.0	224.0	98.0	87.0	65.0	33.0	9.0	7.0	96.0	5.0	963.0
2010	27.0	425.0	428.0	311.0	66.0	66.0	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	428.0
2011	0.0	100.0	27.0	171.0	66.0	16.0	155.0	15.0	0.0	12.0	5.0	34.0	171.0
2012	106.0	1,348.0	1,503.0	646.0	125.0	232.0	80.0	16.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1,503.0
2013	48.0	13.0	296.0	36.0	0.0	0.0	4.0	0.5	2.0	0.0	0.0	0.7	296.0
2014	0.3	5.0	51.0	42.0	23.0	5.0	5.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	51.0
2015	15.0	5.0	662.2	449.9	34.0	46.0	32.1	8.0	7.0	5.0	5.0	0.0	662.2
2016	5.0	184.9	644.0	205.0	192.0	44.0	44.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	644.0
2017	27.0	1,610.0	3,468.0	2,005.0	256.0	216.0	90.0	66.0	18.0	0.0			3,468.0
MAX	1,670.0	3,344.0	4,424.0	3,816.0	3,200.0	1,750.0	260.0	79.0	35.8	38.0	96.0	638.1	4,424.0
MED	106.3	392.1	752.6	570.3	175.7	83.6	36.3	17.6	8.7	8.1	10.1	31.4	752.6
MIN	0.0	0.0	0.0	2.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	2.0

NOTA.- A partir de Noviembre de 1985 Caudales regulados en Presa "EJIDOS".

Fuente: PECHP, 2017.



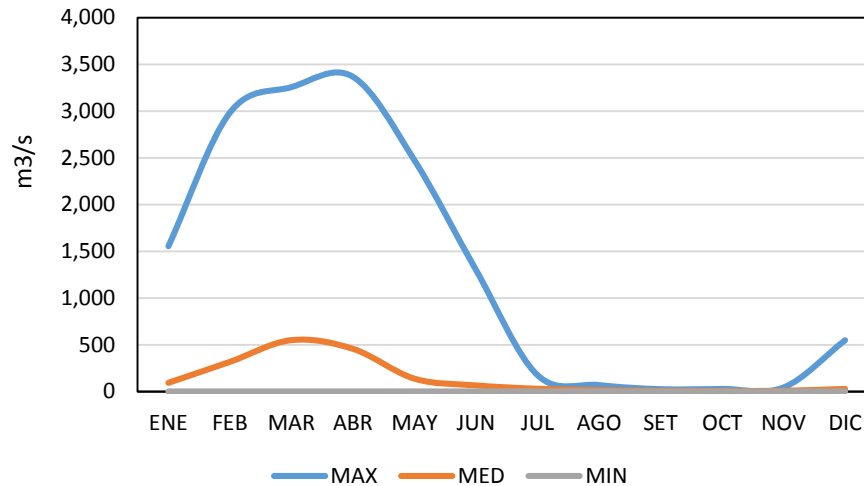
Tabla 3.21. Descarga máxima mensuales río Piura – Estación Puente Sánchez Cerro/Presa Los Ejidos (m³/s)

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1971	0.0	25.7	340.0	590.0	22.5	17.7	17.7	16.5	2.1	0.0	0.0	0.0	590.0
1972	30.0	110.1	1,472.8	293.5	43.9	25.7	11.5	9.8	5.3	6.7	9.9	1.8	1,472.8
1973	78.6	830.0	625.0	442.0	63.1	23.2	18.4	4.2	2.6	1.1	1.0	1.4	830.0
1974	2.9	36.7	51.4	29.7	27.0	18.9	12.9	14.2	6.7	2.9	2.8	8.6	51.4
1975	26.2	31.0	193.5	121.4	22.0	18.3	11.9	9.5	8.6	9.0	8.3	4.7	193.5
1976	51.2	155.4	277.5	206.6	72.5	33.5	10.2	9.6	9.6	18.7	41.0	41.6	277.5
1977	24.9	287.4	534.2	213.4	69.6	23.5	73.5	39.2	18.0	16.4	10.2	29.0	534.2
1978	28.3	28.5	29.8	122.1	32.8	16.9	12.4	8.0	16.8	19.5	20.0	4.8	122.1
1979	42.8	37.6	58.2	72.6	39.5	20.2	11.5	7.6	12.3	15.9	14.3	15.1	72.6
1980	38.6	40.6	39.8	42.1	36.7	22.8	20.2	18.3	15.7	15.0	16.6	12.0	42.1
1981	45.6	48.1	532.3	65.0	32.8	23.3	14.0	16.2	9.6	20.7	9.2	13.0	532.3
1982	31.4	38.0	31.7	33.2	30.5	21.8	18.2	8.7	5.6	7.5	2.6	339.0	339.0
1983	1,552.9	1,484.8	2,331.3	2,064.3	2,472.9	1,299.4	173.3	67.0	15.0	11.0	11.0	8.0	2,472.9
1984	16.0	289.0	603.2	278.3	102.0	37.5	43.5	21.5	23.0	19.0	7.8	7.3	603.2
1985	45.5	40.0	107.6	33.1	31.4	18.8	24.8	17.3	9.2	6.6	5.8	6.0	107.6
1986	20.0	20.9	9.6	11.3	20.5	9.3	7.4	4.7	4.1	4.0	16.9	4.0	20.9
1987	9.6	149.4	560.0	165.0	229.2	67.2	31.6	10.4	2.2	2.3	3.3	5.0	560.0
1988	2.7	4.9	5.8	2.6	3.5	6.0	3.6	1.3	2.1	3.0	2.8	2.5	6.0
1989	2.3	422.0	720.9	294.0	41.1	21.2	8.4	5.2	3.8	25.5	20.8	5.0	720.9
1990	0.9	3.4	0.1	1.7	6.0	2.0	3.2	2.6	1.0	1.2	0.0	1.7	6.0
1991	0.0	2.9	13.3	7.8	3.1	5.8	0.0	4.0	1.7	9.2	6.0	1.9	13.3
1992	0.0	5.7	1,122.0	1,634.0	200.0	21.4	11.8	2.8	0.0	0.0	1.2	1.4	1,634.0
1993	0.0	80.4	805.0	512.2	68.7	52.8	36.7	3.3	2.6	1.7	7.5	4.1	805.0
1994	25.3	200.8	856.0	479.2	68.5	72.8	14.3	8.3	10.9	4.4	1.6	0.2	856.0
1995	0.0	66.3	58.7	35.6	3.1	3.7	2.2	0.0	1.0	0.3	1.9	0.0	66.3
1996	0.7	1.1	86.0	2.2	1.4	1.8	2.5	3.8	1.8	0.0	2.2	5.3	86.0
1997	0.9	0.4	5.8	13.1	2.0	4.4	8.1	0.3	2.0	0.0	0.0	546.8	546.8
1998	1,306.2	2,983.1	3,256.1	3,367.0	1,166.0	171.3	73.2	43.0	14.0	5.7	11.4	2.5	3,367.0
1999	6.7	2,447.1	643.9	249.8	175.0	70.0	44.6	24.4	13.6	11.1	8.5	8.7	2,447.1
2000	0.2	133.6	1,098.0	318.0	119.0	69.5	49.1	34.8	7.0	2.8	0.0	26.3	1,098.0
2001	100.0	224.0	1,842.5	1,809.2	98.2	91.8	101.7	53.5	16.8	0.0	0.0	0.0	1,842.5
2002	0.0	164.2	1,644.3	3,203.7	124.1	67.6	54.6	48.0	6.0	4.7	10.3	17.3	3,203.7
2003	39.8	38.9	134.3	5.3	14.7	43.5	17.7	4.4	2.5	1.3	1.0	1.2	134.3
2004	13.2	2.1	0.0	2.0	0.0	0.0	2.2	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	13.2
2005	29.7	0.0	118.5	68.4	1.0	3.5	2.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	118.5
2006	0.0	96.1	306.4	205.0	28.0	4.5	3.5	1.7	0.4	0.2	0.2	0.8	306.4
2007	1.0	0.3	43.7	23.3	19.8	62.0	25.1	1.3	3.1	4.6	2.5	1.5	62.0
2008	18.1	1,346.2	1,027.1	1,826.0	126.3	93.0	64.8	36.7	1.9	2.5	15.6	11.2	1,826.0
2009	332.4	544.9	683.4	198.4	93.4	81.9	63.9	30.8	9.0	4.2	11.6	2.5	683.4
2010	23.3	287.8	333.5	246.9	64.9	56.8	9.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	333.5
2011	0.0	93.9	22.8	137.7	62.7	12.2	38.3	9.4	0.0	1.1	0.6	32.0	137.7
2012	53.5	1,084.9	1,207.9	531.8	122.9	103.0	79.3	11.8	1.3	1.3	1.0	6.8	1,207.9
2013	34.7	11.4	235.7	25.6	0.0	0.0	3.5	0.1	1.8	0.0	0.0	0.6	235.7
2014	0.0	2.4	38.3	37.7	21.9	3.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	38.3
2015	9.7	1.7	623.5	412.7	31.2	43.5	31.4	8.0	5.6	0.4	0.0	0.0	623.5
2016	2.1	159.1	555.7	175.3	97.6	41.2	33.8	2.7	4.5	0.0	0.0	0.0	555.7
2017	19.4	1,520.3	2,754.5	1,764.9	221.5	118.4							2,754.5
MAX	1,552.9	2,983.1	3,256.1	3,367.0	2,472.9	1,299.4	173.3	67	23	25.5	41	546.8	3,367.0
MED	91.7	316.0	547.9	455.0	136.0	64.2	28.1	14.0	6.2	5.9	6.5	26.9	695.9
MIN	0.0	0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	6.0

Fuente: PECHP, 2017.



Gráfico 3.3. Distribución mensual de la descarga máxima río Piura (m³/s) – Estación Puente Sánchez Cerro/Presa Los Ejidos (m³/s)



Fuente: PECHP, 2017. Elaboración propia.

3.6.3. Pruebas de bondad de ajuste

Las pruebas de bondad de ajuste consisten en comprobar gráfica y estadísticamente si la frecuencia empírica de la serie analizada se ajusta a una determinada función de probabilidades teórica seleccionada a priori, con los parámetros estimados con base en los valores muestrales (VILLON, 2005)

Por lo tanto, para determinar qué tan adecuado es el ajuste de los datos de los caudales máximos instantáneos a una distribución de probabilidades se han propuesto una serie de pruebas estadísticas que determinan si es adecuado el ajuste. Entre las pruebas de bondad de ajuste a ser utilizadas se tiene:

- Ajuste gráfico
- Ajuste estadístico:
 - Chi-cuadrado
 - Smirnov – Kolmogorov

Para este análisis de diseño de caudales máximos instantáneos del río Piura se decide utilizar las pruebas de bondad de ajuste gráfico y de ajuste estadístico: Smirnov – Kolmogorov, siendo ésta prueba la más extendido en la práctica.

3.6.4. DISTRIBUCIONES DE PROBABILIDAD

El principio básico es realizar un análisis de frecuencias con los datos de los caudales máximos instantáneos de las tres estaciones y observar en las gráficas la tendencia de los mismos. Posteriormente, ajustar la serie de datos de caudales máximos instantáneos, de acuerdo a cada modelo probabilístico predeterminado y pronosticar de acuerdo a diferentes períodos de retomo sus respectivos caudales de diseño, además de realizar unas pruebas de bondad de ajuste con el objetivo



de definir la distribución teórica óptima. Todo este procedimiento se realiza con la ayuda de Excel para mayor simplificación y facilidad del análisis de la base de datos, utilizando momentos ordinarios.

Al tener disponible el registro de caudales, se escogieron los modelos probabilísticos a usar, que representarán en forma satisfactoria el comportamiento del caudal. Por lo tanto, para estimar los caudales de diseño para diferentes períodos de retomo, se aplicaron siete diferentes distribuciones teóricas como son:

- Distribución Log-Pearson tipo III
- Distribución Gamma de 2 parámetros
- Distribución Gumbel

Al utilizar estos modelos probabilísticos, se calcularon sus parámetros con momentos ordinarios y se realizó la prueba de bondad de ajuste para determinar qué modelos probabilísticos son los que mejor rigen a los caudales de las series de cada una de las estaciones. Si el ajuste es bueno, se puede predecir con determinada probabilidad, la magnitud del caudal para ciertos períodos de retomo.

- Gamma de dos parámetros

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.0632, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 0.6486
Parámetro de escala (beta)= 1387.1513

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gammal)= 0.5719
Parámetro de escala (betal)= 1573.1607

Ajuste con momentos lineales:

Como el delta teórico 0.0468, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 2 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Los 2 parámetros de la distribución Gamma:

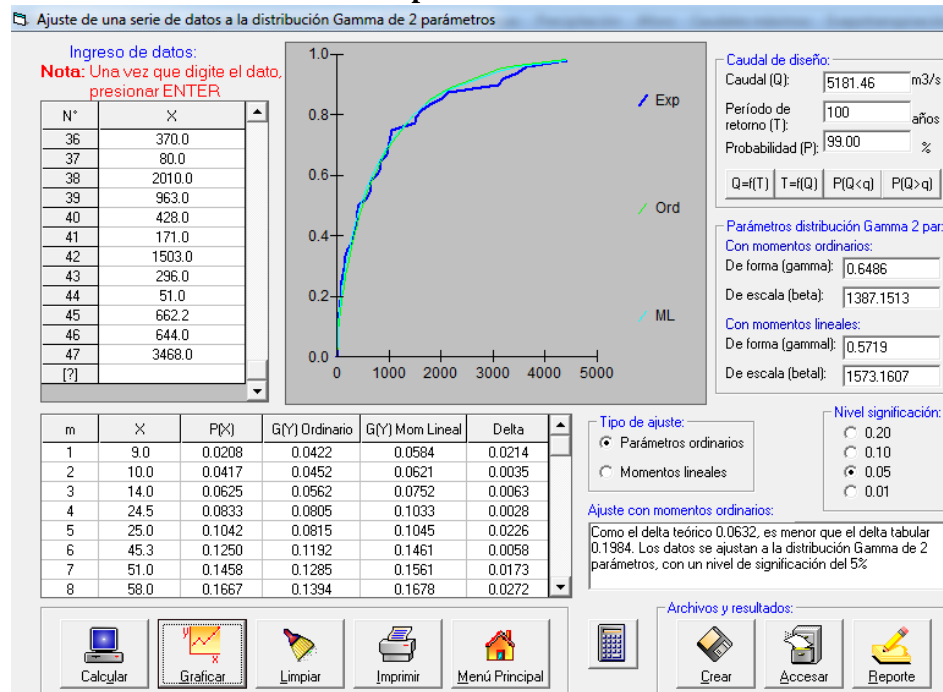
Con momentos ordinarios:

Parámetro de forma (gamma)= 0.6486
Parámetro de escala (beta)= 1387.1513

Con momentos lineales:

Parámetro de forma (gammal)= 0.5719
Parámetro de escala (betal)= 1573.1607

Fig. N° 3.7. Ajuste de la serie de caudales máximos instantáneos – distribución Gamma de 2 parámetros



Fuente: HIDROESTA, 2017. Elaboración propia.

➤ Gamma de tres parámetros

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.17815, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0) = -402.858

Parámetro de forma (gamma) = 1.4077

Parámetro de escala (beta) = 925.3399

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_{0l}) = -21.987

Parámetro de forma (gammal) = 0.6156

Parámetro de escala (betal) = 1497.4121

Ajuste con momentos lineales:

Como el delta teórico 0.081, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gamma de 3 parámetros, con un nivel de significación del 5%.

Los 3 parámetros de la distribución Gamma:

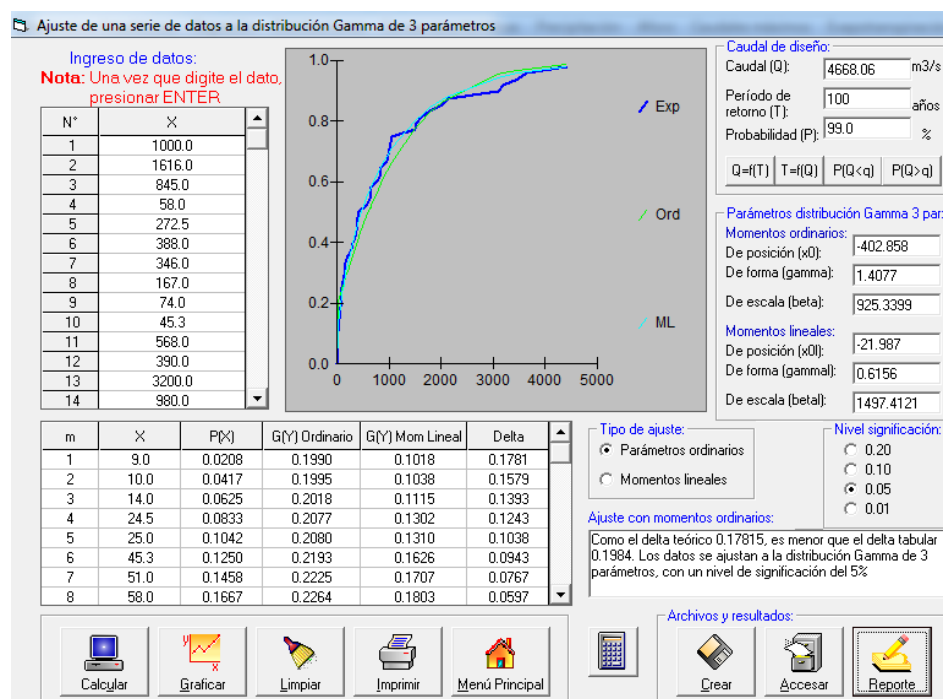
Con momentos ordinarios:

Parámetro de localización (X_0) = -402.858
Parámetro de forma (gamma) = 1.4077
Parámetro de escala (beta) = 925.3399

Con momentos lineales:

Parámetro de localización (X_{0l}) = -21.987
Parámetro de forma (gamma) = 0.6156
Parámetro de escala (beta) = 1497.4121

Fig. N°3.8. Ajuste de la serie de caudales máximos instantáneos – distribución Gamma de 3 parámetros



Fuente: HIDROESTA, 2017. Elaboración propia.

➤ Gumbel

Ajuste con momentos ordinarios:

Como el delta teórico 0.1832, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ) = 405.6573
Parámetro de escala (alfa) = 856.0246

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l) = 442.5692



Parámetro de escala (alfal) = 792.0764

Ajuste con momentos lineales:

Como el delta teórico 0.1567, es menor que el delta tabular 0.1984. Los datos se ajustan a la distribución Gumbel, con un nivel de significación del 5%.

Parámetros de la distribución Gumbel:

Con momentos ordinarios:

Parámetro de posición (μ) = 405.6573

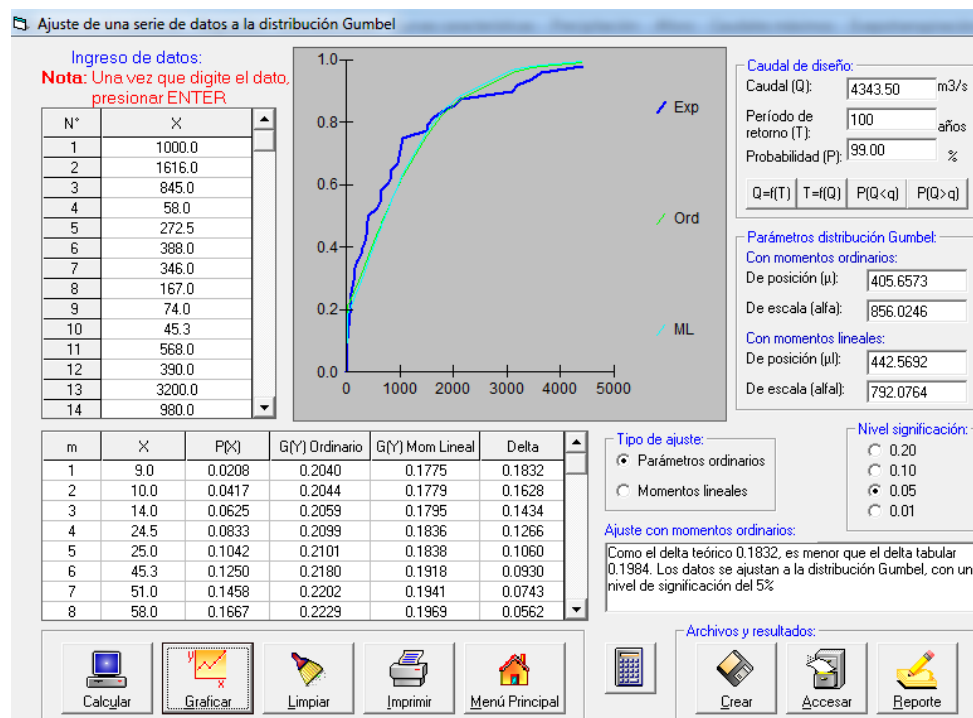
Parámetro de escala (alfa) = 856.0246

Con momentos lineales:

Parámetro de posición (μ_l) = 442.5692

Parámetro de escala (alfal) = 792.0764

Fig. N°3.9. Ajuste de la serie de caudales máximos instantáneos – distribución Gumbel



Fuente:

HIDROESTA, 2017. Elaboración propia.

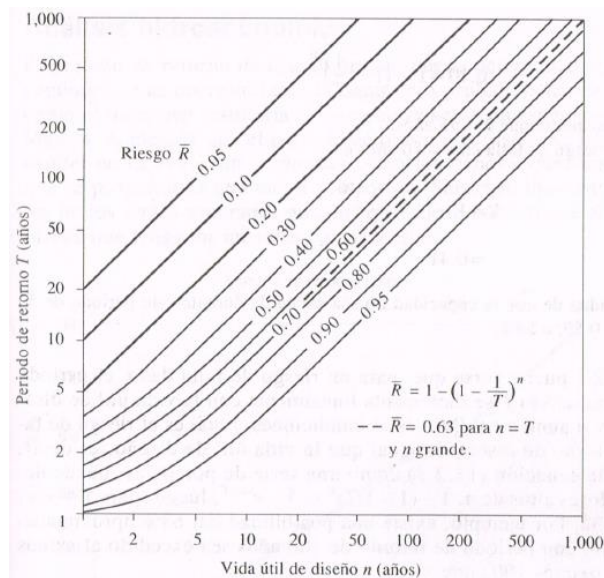
3.6.5. SELECCIÓN DE PERÍODOS DE RETORNO

El periodo de retorno se selecciona según el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones del Perú.

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. El riesgo de falla admisible en función del período de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Gráfico 3.4. Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil



Fuente: Chow, Ven Te, *et al*, Hidrología Aplicada (1994).

En la tabla siguiente se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra obtenida del Gráfico 3.4.

TABLA N°3.22. Valores de período de retorno T (años)

Riesgo Admisible R	Vida Útil de las Obras (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144
0,99	1	1,11	1,27	1,66	2,7	5	5,9	11	22	44

Fuente: Monsalve, 1999



De acuerdo a los valores presentados en la Tabla 9 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje (Ver Tabla 10).

Tabla 3.23. Valores máximos recomendados de riesgo admisible de obras de drenaje

Tipo de Obra	Riesgo Admisible (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

Fuente: Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje. Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2012.

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) Vida Útil considerado (n)

• Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.

• Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.

• Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.

• Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Para diques ribereños alrededor de ciudades el período de retorno va de 50 a 200 años.

3.6.6. DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

Para la determinación del caudal máximo de diseño se utilizó la serie histórica de caudales máximos instantáneos de la estación hidrométrica Puente Sánchez Cerro/ Los Ejidos: 1971-2017.

Para estimar los caudales máximos de diseño se han utilizado las distribuciones generales para eventos máximos Gumbel y Pearson III.

3.6.6.1. Distribución Pearson Tipo III

La distribución usada en el análisis de frecuencia hidrológico es la distribución general de valores extremos, la cual ha sido ampliamente utilizada para representar el comportamiento de crecidas y sequías (máximos y mínimos).

Función Densidad

Se dice que una variable aleatoria, tiene una distribución Gamma de 3 Parámetros o distribución Pearson Tipo III, si su función densidad de probabilidad es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)^{\beta-1} * e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha} \right)}$$



Función Acumulada

La función de distribución acumulada de la distribución Pearson Tipo III o Gamma de III parámetros es:

$$f(x) = \frac{1}{\alpha \Gamma(\beta)} \int_0^x e^{-\left(\frac{x-\gamma}{\alpha}\right)} * \left(\frac{x-\gamma}{\alpha}\right)^{\beta-1} dx$$

En el cual:

X = Variable aleatoria Pearson tipo III

γ = Origen de la variable x, parámetro de posición.

α = Parámetro de escala

β = Parámetro de forma

$\Gamma(\beta)$ = Función gamma completa

La variable reducida y Pearson Tipo III, es:

$$y = \frac{x - \gamma}{\alpha}$$

La función acumulada Pearson Tipo III reducida es:

$$y = \int_0^y \frac{y^{\beta-1} e^{-y}}{\Gamma(\beta)} dy$$

La cual tiene como parámetro β , y cuya variable aleatoria tiene origen en:

$$Y = 0 \text{ ó } X = \gamma$$

Estimación de parámetro, método de momentos

Aplicando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones. Aplicando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\text{Media} : \bar{X} = \gamma + \alpha * \beta$$

$$\text{Varianza} : S^2 = \alpha^2 * \beta$$

$$\text{Sesgo} : C_s = g = \frac{2}{\beta}$$

Resolviendo las ecuaciones se obtiene:

$$\beta = \left(\frac{2}{C_s}\right)^2$$

Para el cálculo de C_s , para los datos muestrales, usar las ecuaciones:



Donde:

$f(X)$	=	Función densidad
α	=	Parámetro de escala
β	=	Parámetro de forma
μ	=	Media de los datos observados
S	=	Desviación estándar de los datos observados
γ	=	Parámetro de posición
(β)	=	Función gamma

Nota limitante: Si $C_s < 0$, de la ecuación de parámetro de escala (α), β será negativo, por lo contrario que no cumple con la condición que $\beta > 0$.

3.6.6.2. Distribución Gumbel

La distribución Gumbel, es una de las distribuciones de valor extremo, es llamado también Valor Extremo Tipo I, Fisher-Tippett tipo I ó distribución doble exponencial.

La función de distribución acumulada de la distribución Gumbel tiene la forma:

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{(x-\mu)}{\alpha}}}$$

Para: $-\infty < x < \infty$

Donde:

$F(x)$	=	Función de distribución acumulada.
x	=	Variable hidrológica en estudio.
e	=	Base de los logaritmos neperianos.
$0 < \alpha < \infty$,	=	Es el parámetro de escala.
$-\infty < \mu < \infty$,	=	Es el parámetro de posición, llamado también valor central o moda.

Donde:

\bar{X}	=	Media de los datos observados.
S	=	Desviación estándar de los datos observados.
α, μ	=	Parámetros de la distribución.

3.6.6.3. Estimación del caudal máximo de diseño

Los resultados obtenidos mediante el uso de hojas de cálculo se muestran en las Tablas 11 y 14, correspondiente a las distribuciones Gumbel y Pearson III, respectivamente.

Los valores obtenidos para un tiempo de retorno de 100 años son de 4750.50 m³/s según Gumbel y de 4685.51 m³/s estimado mediante Pearson III.



Tabla 3.24. Caudales máximos de diseño según el tiempo de retorno - Gumbel

T (años)	Yt	kt	Kt*Sx	Gumbel (Qdmax) (m3/s)
1000	6.9073	5.50388566	6042.731344	6942.51
500	6.2136	4.90361063	5383.687726	6283.47
200	5.2958	4.10936103	4511.678889	5411.46
100	4.6001	3.50734215	3850.72069	4750.50
50	3.9019	2.90311857	3187.341933	4087.12
20	2.9702	2.09679828	2302.08065	3201.86
10	2.2504	1.47386727	1618.162971	2517.94

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla 3.25. Parámetros de estimación de los caudales máximos de diseño - Gumbel

Promedio	899.78
Desviación	1097.90
Yn	0.54724
Sn	1.15555
α	950.11
μ	379.84
Nº de datos	47

Fuente: Elaboración propia, 2017

Tabla 3.26. Caudales máximos instantáneos para el cálculo del caudal máximo de diseño - Gumbel

Año	Caudal Máximo Instantáneo (m3/s)	Weibull	# Orden	P>x	f(x)	Gumbel Qmax (m3/s)
1971	1,000	390	1	0.0208	0.9792	4047.935
1972	1,617	388	2	0.0417	0.9583	3379.204
1973	845	379	3	0.0625	0.9375	2983.618
1974	58	370	4	0.0833	0.9167	2699.747
1975	273	350	5	0.1042	0.8958	2476.993
1976	388	295	6	0.1250	0.8750	2292.816
1977	346	273	7	0.1458	0.8542	2135.185
1978	167	272	8	0.1667	0.8333	1996.917
1979	74	220	9	0.1875	0.8125	1873.373
1980	45	200	10	0.2083	0.7917	1761.382
1981	568	185	11	0.2292	0.7708	1658.679
1982	390	180	12	0.2500	0.7500	1563.586
1983	3,200	171	13	0.2708	0.7292	1474.826
1984	980	167	14	0.2917	0.7083	1391.401
1985	112	153	15	0.3125	0.6875	1312.517
1986	25	135	16	0.3333	0.6667	1237.527
1987	790	134	17	0.3542	0.6458	1165.901
1988	10	128	18	0.3750	0.6250	1097.190
1989	845	124	19	0.3958	0.6042	1031.017
1990	9	115	20	0.4167	0.5833	967.055
1991	25	112	21	0.4375	0.5625	905.018
1992	1,793	101	22	0.4583	0.5417	844.655
1993	1,042	95	23	0.4792	0.5208	785.741
1994	1,062	88	24	0.5000	0.5000	728.070
1995	87	87	25	0.5208	0.4792	671.453
1996	101	82	26	0.5417	0.4583	615.714
1997	638	81	27	0.5625	0.4375	560.685
1998	4,424	80	28	0.5833	0.4167	506.202
1999	3,107	74	29	0.6042	0.3958	452.105
2000	1,516	58	30	0.6250	0.3750	398.232
2001	2,124	51	31	0.6458	0.3542	344.417
2002	3,642	49	32	0.6667	0.3333	290.485
2003	200	45	33	0.6875	0.3125	236.248
2004	14	44	34	0.7083	0.2917	181.500
2005	128	43	35	0.7292	0.2708	126.007
2006	370	41	36	0.7500	0.2500	69.502
2007	80	40	37	0.7708	0.2292	11.664
2008	2,010	39	38	0.7917	0.2083	-47.894



Año	Caudal Máximo Instantáneo (m ³ /s)	Weibull	# Orden	P>x	f(x)	Gumbel Qmax (m ³ /s)
2009	963	37	39	0.8125	0.1875	-109.659
2010	428	33	40	0.8333	0.1667	-174.263
2011	171	29	41	0.8542	0.1458	-242.556
2012	1,503	26	42	0.8750	0.1250	-315.736
2013	296	25	43	0.8958	0.1042	-395.588
2014	51	25	44	0.9167	0.0833	-484.985
2015	662	21	45	0.9375	0.0625	-589.066
2016	644	14	46	0.9583	0.0417	-718.745
2017	3,468	10	47	0.9792	0.0208	-906.198

Fuente: PECHP, 2017. Elaboración propia, 2017

La siguiente Tabla muestra los cálculos realizados obtenidos mediante el uso de la distribución Pearson III.

Tabla 3.27. Caudales máximos de diseño según el tiempo de retorno – Pearson III

T (años)	P>x	Kt	Pearson III (Qd) (m ³ /s)
1000	0.001	5.612	7061.05
500	0.002	4.956	6340.33
200	0.005	4.094	5395.34
100	0.01	3.448	4685.51
50	0.02	2.804	3978.84
20	0.05	1.955	3046.33
10	0.1	1.309	2337.72

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla 3.28. Parámetros para el cálculo del caudal máximo de diseño – Pearson III

(P>x) ²	W	Z	Cs	(i-x) ³	K	Kt	Pearson III Qmax (m ³ /s)
0.000	2.783	2.037	1.686	1006588.886	0.281	2.767	3937.284
0.002	2.521	1.732	1.686	368322962.719	0.281	2.124	3231.994
0.004	2.355	1.534	1.686	-164394.137	0.281	1.748	2818.810
0.007	2.229	1.383	1.686	-596481703.185	0.281	1.480	2524.736
0.011	2.127	1.258	1.686	-246823263.484	0.281	1.271	2295.757
0.016	2.039	1.150	1.686	-134045456.022	0.281	1.100	2107.867
0.021	1.962	1.054	1.686	-169829762.864	0.281	0.955	1948.279
0.028	1.893	0.967	1.686	-393479703.661	0.281	0.828	1809.368
0.035	1.830	0.887	1.686	-563111534.820	0.281	0.716	1686.219
0.043	1.771	0.812	1.686	-623888533.614	0.281	0.615	1575.477
0.053	1.717	0.741	1.686	-36521949.407	0.281	0.524	1474.751
0.063	1.665	0.674	1.686	-132480071.555	0.281	0.439	1382.274
0.073	1.616	0.610	1.686	12170478225.009	0.281	0.362	1296.704
0.085	1.570	0.548	1.686	516219.196	0.281	0.289	1216.997
0.098	1.525	0.488	1.686	-488895747.872	0.281	0.221	1142.325
0.111	1.482	0.430	1.686	-669418643.346	0.281	0.157	1072.019
0.125	1.441	0.374	1.686	-1323060.732	0.281	0.096	1005.531
0.141	1.401	0.318	1.686	-704448364.603	0.281	0.039	942.406
0.157	1.361	0.264	1.686	-164394.137	0.281	-0.016	882.262
0.174	1.323	0.210	1.686	-706826164.834	0.281	-0.068	824.773
0.191	1.286	0.157	1.686	-670567161.862	0.281	-0.119	769.662
0.210	1.249	0.104	1.686	712646365.973	0.281	-0.167	716.686
0.230	1.213	0.052	1.686	2876565.227	0.281	-0.213	665.636
0.250	1.177	0.000	1.686	4268805.385	0.281	-0.258	616.326
0.271	1.142	-0.052	1.686	-536933362.166	0.281	-0.302	568.591
0.293	1.107	-0.104	1.686	-509854238.627	0.281	-0.344	522.285
0.316	1.073	-0.157	1.686	-17919085.048	0.281	-0.385	477.273
0.340	1.038	-0.209	1.686	43771226884.902	0.281	-0.425	433.435
0.365	1.004	-0.263	1.686	10753166385.122	0.281	-0.464	390.661
0.391	0.970	-0.317	1.686	233994456.899	0.281	-0.502	348.846
0.417	0.935	-0.372	1.686	1834752571.393	0.281	-0.539	307.895
0.444	0.901	-0.428	1.686	20620845938.981	0.281	-0.576	267.716

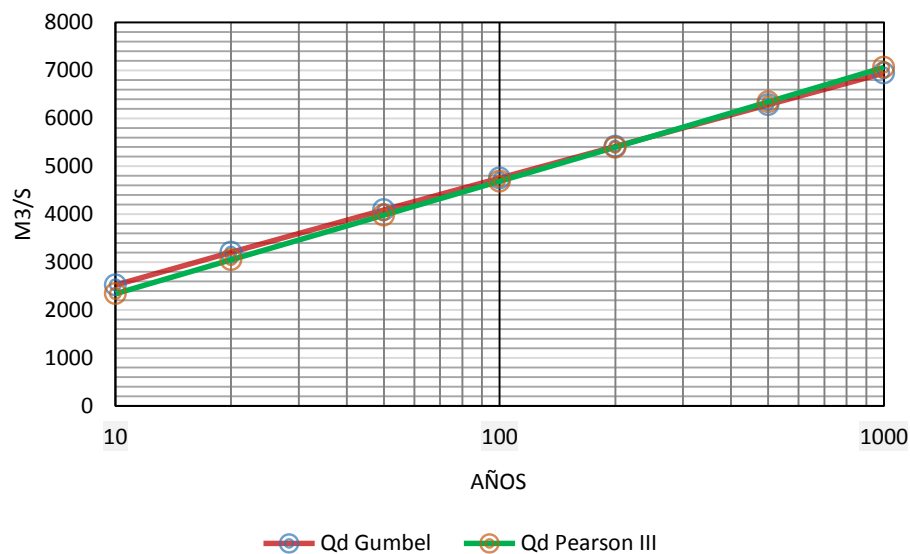


$(P>x)^2$	W	Z	Cs	$(i-x)^3$	K	Kt	Pearson III Qmax (m ³ /s)
0.473	0.866	-0.485	1.686	-343265919.755	0.281	-0.612	228.222
0.502	0.830	-0.544	1.686	-694990490.528	0.281	-0.647	189.325
0.532	0.795	-0.604	1.686	-459707931.440	0.281	-0.682	150.942
0.563	0.759	-0.667	1.686	-148692399.543	0.281	-0.717	112.986
0.594	0.722	-0.732	1.686	-550926050.900	0.281	-0.751	75.368
0.627	0.684	-0.800	1.686	1368441200.151	0.281	-0.785	37.992
0.660	0.644	-0.872	1.686	252665.494	0.281	-0.819	0.755
0.694	0.604	-0.949	1.686	-105007647.365	0.281	-0.853	-36.461
0.730	0.561	-1.031	1.686	-387071199.834	0.281	-0.887	-73.795
0.766	0.517	-1.121	1.686	219495367.467	0.281	-0.921	-111.419
0.803	0.469	-1.220	1.686	-220109103.898	0.281	-0.956	-149.558
0.840	0.417	-1.332	1.686	-611486282.995	0.281	-0.991	-188.527
0.879	0.359	-1.463	1.686	-13410170.549	0.281	-1.028	-228.813
0.918	0.292	-1.626	1.686	-16734166.440	0.281	-1.067	-271.296
0.959	0.205	-1.854	1.686	16939330416.507	0.281	-1.109	-318.060

Fuente: PECHP, 2017. Elaboración propia, 2017.

El Gráfico 5 muestra la comparación de los caudales máximos de diseño obtenidos mediante las distribuciones Gumbel y Pearson III en función del tiempo de retorno.

Gráfico 3.5. Comparación de los resultados obtenidos de caudal máximo de diseño



Fuente: Elaboración propia, 2017.



IV. DEFENSA RIBEREÑA

4. ESQUEMA DEL DIQUE DE DEFENSA RIBEREÑA

4.1. INFORMACIÓN BÁSICA CONSIDERADA PARA EL DISEÑO DEL DIQUE

Para el desarrollo del diseño del Dique de defensa ribereña tanto de la margen Derecha como la izquierda, se han realizado investigaciones utilizadas en los diseños. Estas investigaciones de campo son las siguientes:

- Topografía. Información importante de altimetría y planimetría, que permite en planta la información morfológica del tramo estudiado
- Geología. Para identificar la litología de la zona de emplazamiento de las obras.
- Geotecnia. Investigaciones de campo y Laboratorio. Determinar los parámetros geotécnicos, tanto de la cimentación como los materiales de construcción, información a ser utilizada en el análisis de estabilidad de la obra.
- Hidrología. Este estudio permite determinar los caudales máximos probables a presentarse en el tramo estudiado. De acuerdo a los Términos de referencia el caudal de diseño debe ser a 100 años de retorno, $T_r=100$.
- Hidráulica Fluvial. Conocido los valores de las máximas Avenidas se procede a determinar los niveles máximos e inundaciones como consecuencia del paso de la avenida de diseño

4.2.1. SOFTWARE A SER UTILIZADO-GGU STABILITY

El programa GGU-STABILITY realiza el cálculo de falla de taludes de acuerdo a la Norma Alemana DIN 4084 y DIN 4084 (nueva), mediante el análisis de superficies circulares de Bishop o el método de las cuñas deslizantes de Janbu (mecanismo de falla de cuerpos rígidos poligonales o desplazamiento de bloques poligonales). Además es posible el análisis de estructuras de contención con clavos y tierra armada. Para todos los cálculos se emplean las fórmulas recomendadas por la norma alemana DIN 4084 y DIN 4084 (nueva), o DIN 1054 (nueva).

La interfaz del programa ofrece el ingreso de datos muy cómodo, el mismo que puede ser realizado casi siempre mediante el mouse directamente en pantalla. Múltiples opciones de presentaciones gráficas de gran calidad le permiten presentar sus resultados tal como los desea. La salida gráfica es del tipo true-type de Windows, de tal forma de garantizar la resolución de resultados. Para editar o importar nuevos gráficos al proyecto (BMP, JPG, PSP, TIF, etc) y archivos .DXF, se puede emplear el módulo integrado Mini-CAD (véase manual "Mini-CAD").

Entre los beneficios que ofrece el programa para realizar la estabilidad de taludes, se puede mencionar los siguientes: adaptación a cualquier geometría y estratigrafía, análisis de terrenos parcialmente sumergidos, distintos sistemas de modelamiento de la superficie de rotura, modelamiento de las acciones del agua en el terreno, y modelamiento del comportamiento de los suelos de distintas formas como por tensiones totales, resistencia al corte, criterios de rotura específico y por los tipos de cargas actuantes como cargas superficiales, lineales, sísmicas, anclajes y bulones (activos y pasivos).

Se puede establecer de manera general un procedimiento para realizar el diseño de anclajes con los siguientes pasos:



- Ubicación de la superficie potencial de falla
- Calculo de cargas de los anclajes (basados en el diagrama de presiones).
- Diseño de la longitud
- Carga permisible para tensión.
- Espaciamientos entre puntos.

El inicio del programa se apertura mediante lo mostrado en la figura siguiente:

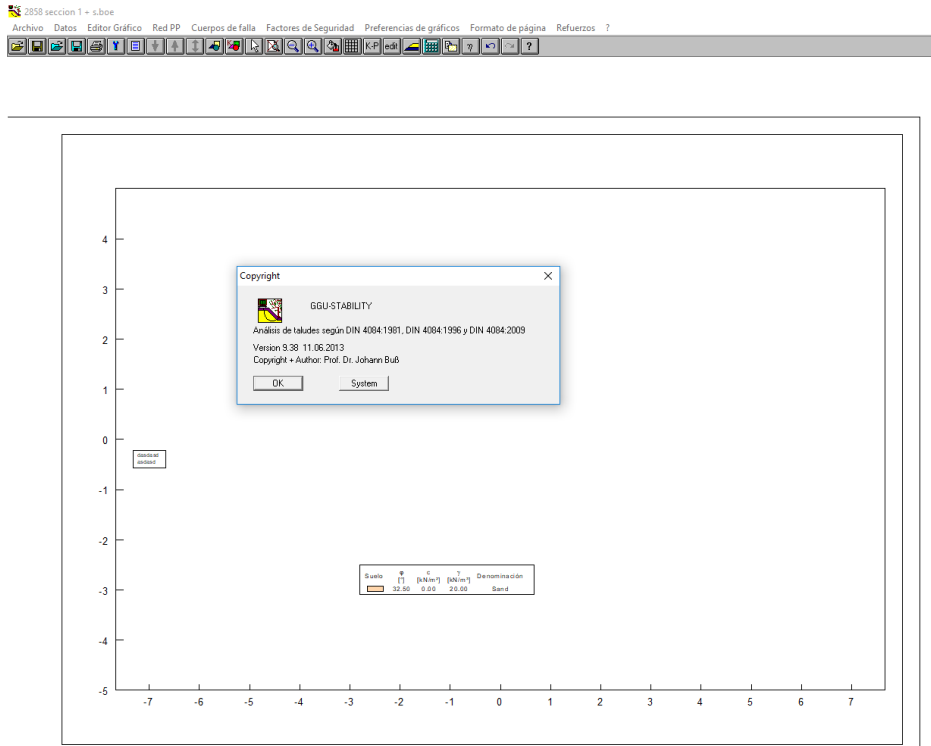


Fig. 4.1

Fuente: propia

Luego se insertan los materiales que participan ingresando sus parámetros geotécnicos como: Peso Específico, Angulo de Fricción, Cohesión.

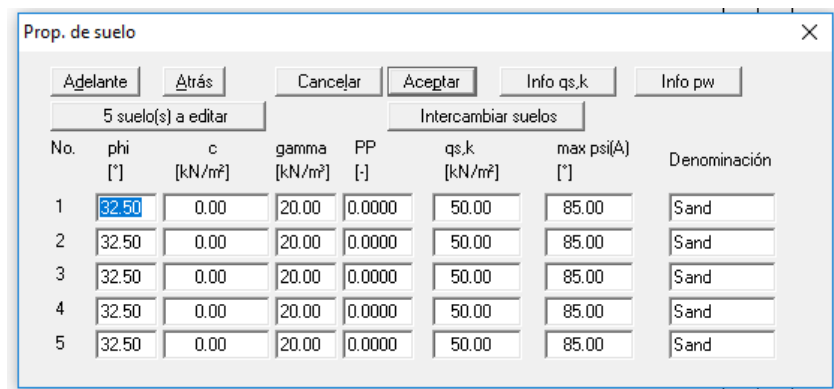
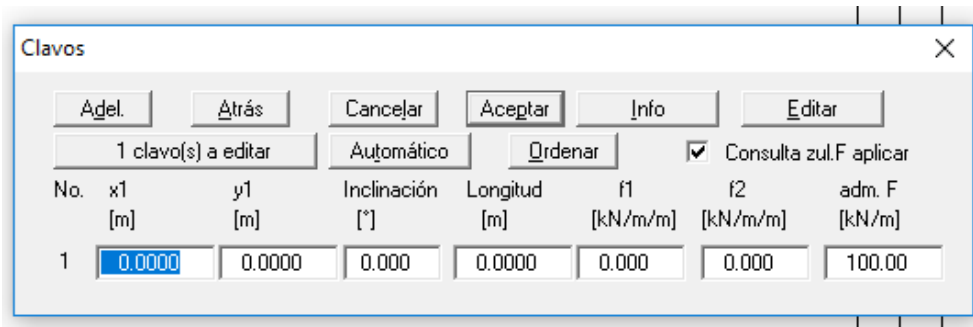


Fig. 4.2

Fuente: propia

Si como resultado de los cálculos de Estabilidad se obtiene que el talud no tiene el factor de seguridad mayor a lo indicado por las Normas Internacionales, se procede a considerar los ANCLAJES. En la siguiente Figura se introducen la información del Anclaje.



The screenshot shows a software window titled 'Clavos' with a close button (X) in the top right corner. Below the title bar are several buttons: 'Adel.', 'Atrás', 'Cancelar', 'Aceptar', 'Info', and 'Editar'. Below these buttons are three more buttons: '1 clavo(s) a editar', 'Automático', and 'Ordenar'. To the right of these buttons is a checkbox labeled 'Consulta zul.F aplicar' which is checked. Below the buttons is a table with the following columns: 'No.', 'x1 [m]', 'y1 [m]', 'Inclinación [°]', 'Longitud [m]', 'f1 [kN/m/m]', 'f2 [kN/m/m]', and 'adm. F [kN/m]'. The table contains one row with the following values: '1', '0.0000', '0.0000', '0.000', '0.0000', '0.000', '0.000', and '100.00'.

No.	x1 [m]	y1 [m]	Inclinación [°]	Longitud [m]	f1 [kN/m/m]	f2 [kN/m/m]	adm. F [kN/m]
1	0.0000	0.0000	0.000	0.0000	0.000	0.000	100.00

Fig. 4.3

Fuente: propia

ANCLAJES



Fig. N°4.4

4.2. ESQUEMA

El dique de la defensa ribereña fue propuesto en los Términos de Referencia. Este esquema fue analizado llegándose a la conclusión la necesidad de realizar modificaciones, con la finalidad de disminuir riesgos de falla e incrementar su vida útil.

Los niveles como ya se ha explicado, se determinaron en función a los resultados de la Hidrología y la Hidráulica fluvial.

Los principales elementos de dique de la defensa ribereña son:

- Cuerpo del dique de materiales de Préstamo
- Parapeto
- Los inclinada de espesor variable, con talud 2:1, cuya finalidad es proteger el relleno del dique.
- Tablestacado que se hinca en la formación geológica el Zapallal.

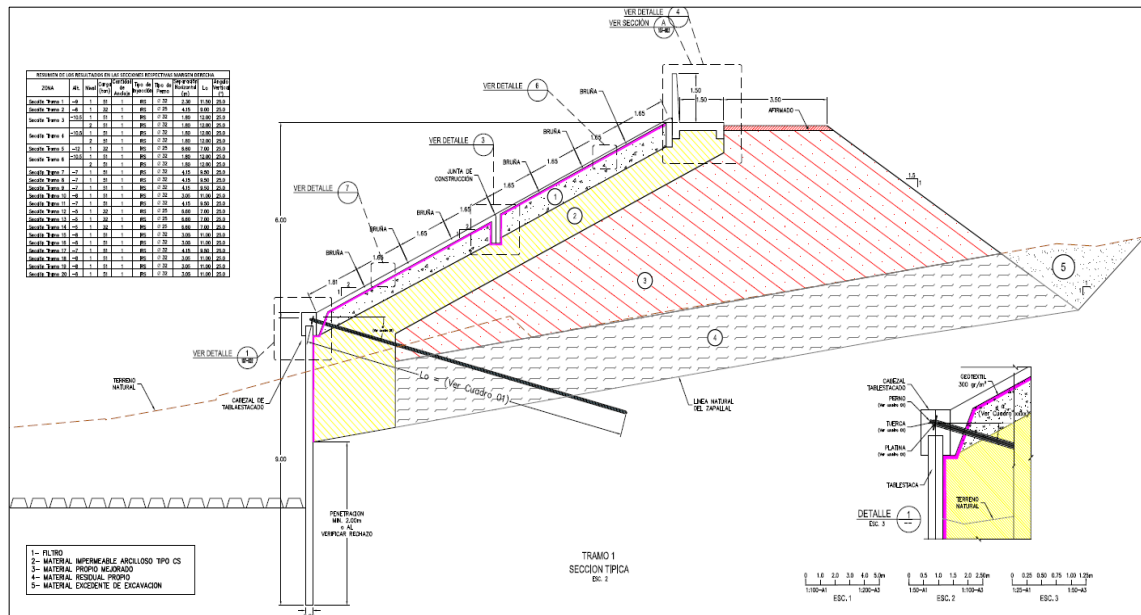


Fig. N°4.5

4.2.1. Relleno del Dique

En la conformación del dique se está utilizando los siguientes materiales

- Material Semimpermeable de características GC
- Material Impermeable de propiedades SC
- Material granula e una especie de filtro
- Adicionalmente se le está considerando una malla geotextil en contacto suelo-Tablestacado y parte de la losa inclinada.

Todos los materiales cohesivos deben ser compactado considerando el Proctor estándar.

Se recomienda que durante la construcción los parámetros geotécnicos sean muy cercanos a los utilizados en los cálculos justificativos.

4.2.2 Parapeto

El parapeto en el proyecto de los TdR (Términos de Referencia) tiene una altura de 0.80 m, en el presente proyecto se ha considerado una altura de 1.50 m, bajo dos criterios importantes.

- Seguridad a las personas
- Disminución de relleno del dique.

El espesor es variable 0.15 metros en su parte superior y 0.25 m en la unión con su zapata de también 1.50 m de longitud, como se muestra en la siguiente figura.

Los detalles de este parapeto, se puede ver en los planos respectivos, donde se puede observar su forma y acero estructural.

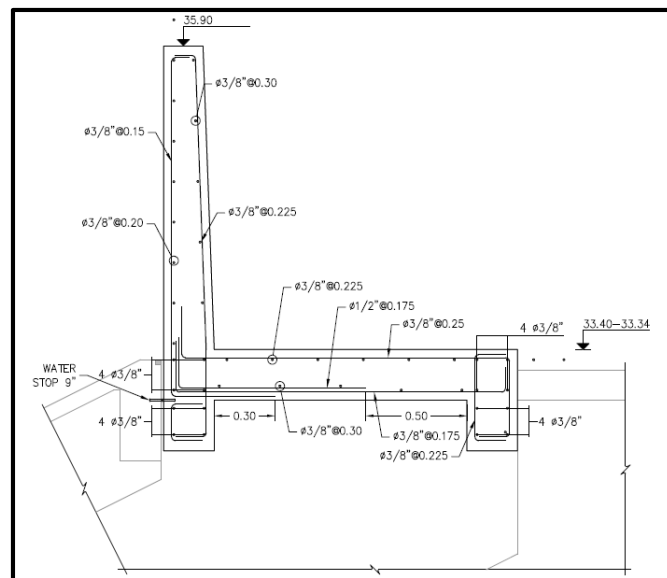


Fig. N° 4.6
Fuente: propia

4.2.3 Losa de concreto inclinada

La losa de concreto tiene un espesor variable, de 7.5 cm a 15 cm con un talud 2:1 (H:V), esta losa tiene una malla de 6 mm. La losa descansa sobre el cabezal de las tablestaca, pero además se ha considerado un dentellón de fijación en su parte central.

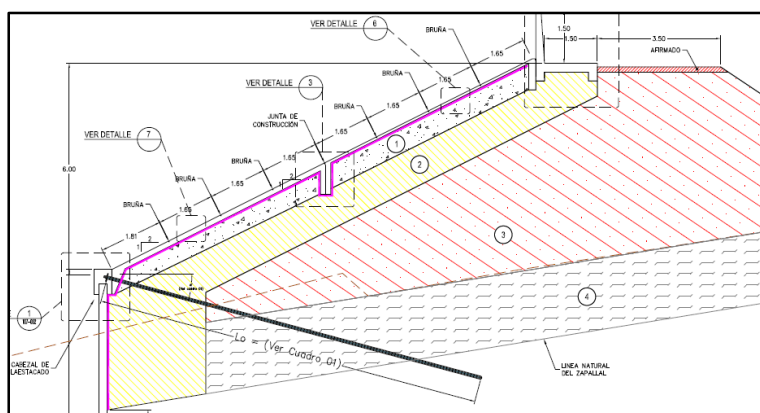


Fig. N° 4.7
Fuente: propia

4.2.4 Tablestacado

El tablestacado representa un elemento muy importante, del cual depende la estabilidad del dique en su conjunto, se encuentre o no anclado.

Otra de la particularidad del tablestacado, es que debe ir hincado como mínimo 2.0 m en el zapallal o hasta verificar rechazos.

Las dimensiones del tablestacado son: altura variable (ver planos), ancho 1.00 m y espesor 0.25 m, es una estructura de concreto 280 kg/cm², para las tablestacas < 9 m, y 420 kg/cm² para las tablestacas > 9 m.

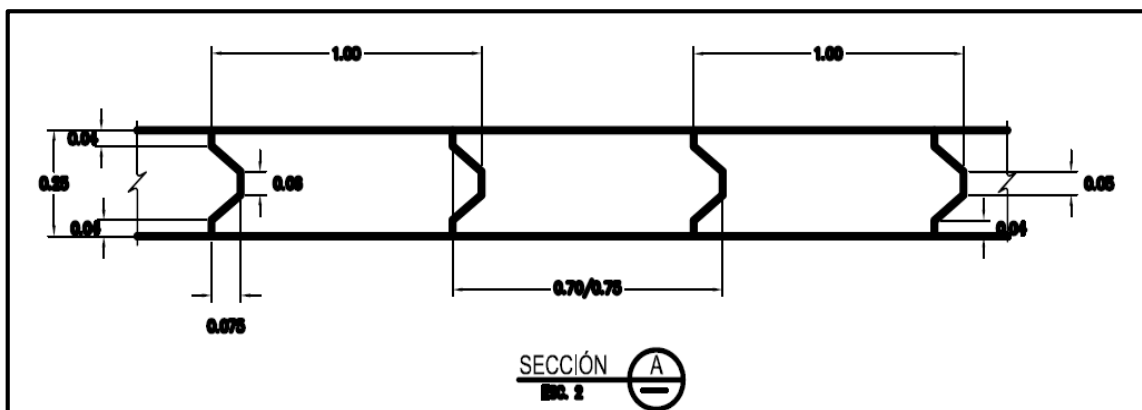
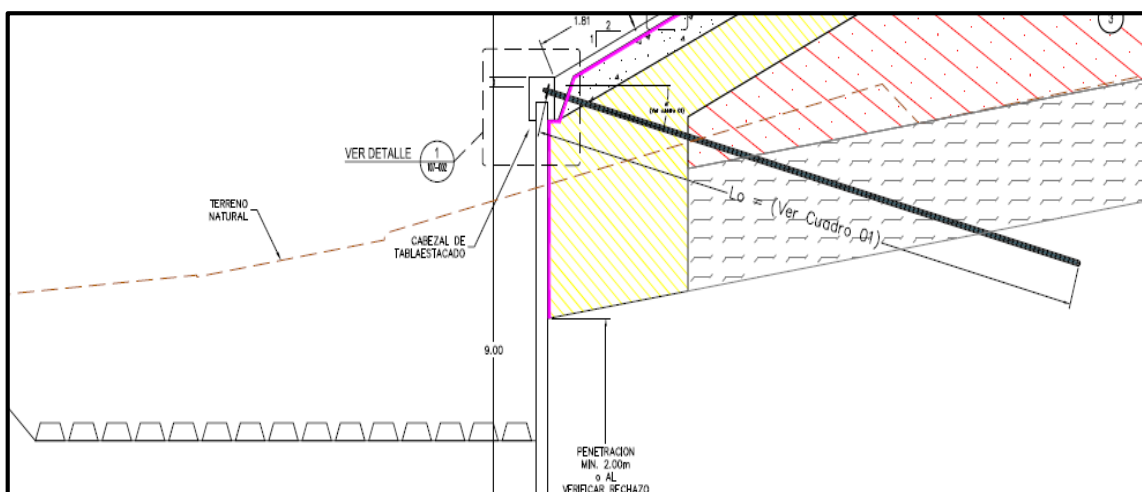


Fig. N°4.8

Fuente: Propia

En la siguiente figura N°4.9, se puede observar el ejemplo del anclaje del tablestacado.



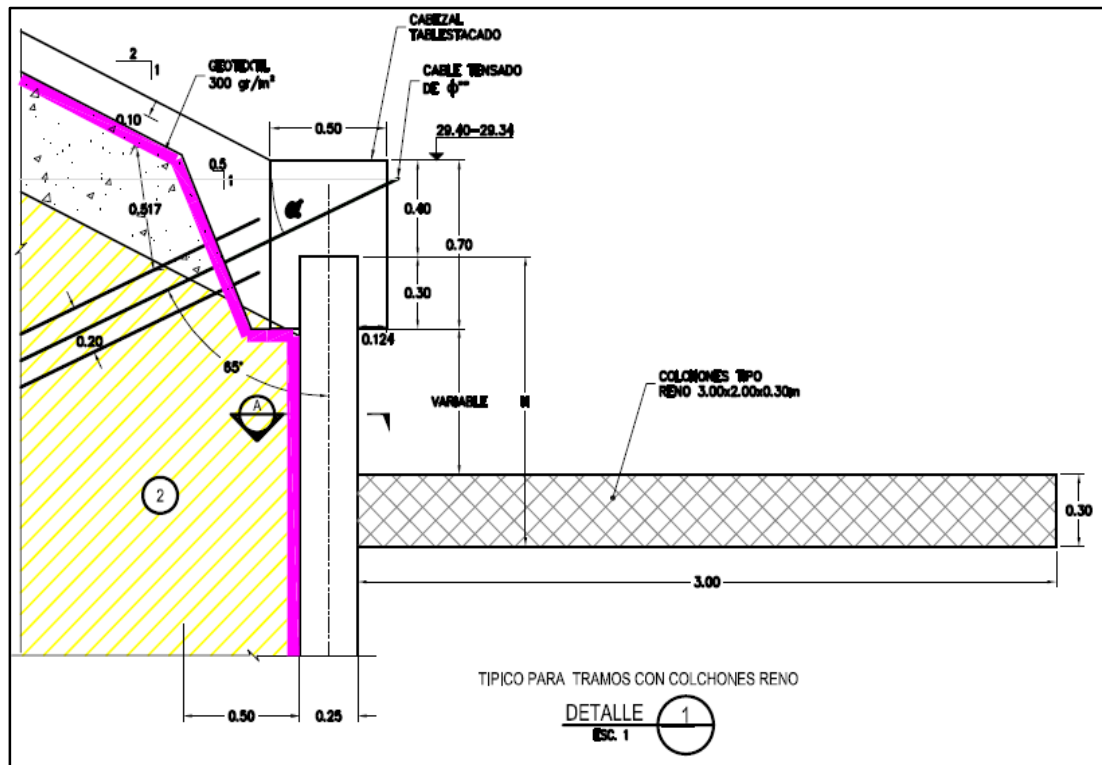
Fuente: Propia

a) **Viga de amarre**



El cabezal del tablestacado o viga de amarre, es una viga de 0.70 x 0.50 de concreto armado, en la cual se fija la parte superior del tablestacado.

En la siguiente figura N°4.9, se muestra un esquema de esta estructura.



Fuente: Propia

4.3. CÁLCULOS JUSTIFICATIVOS

Del proceso del diseño del Dique se han seleccionado las secciones más críticas desde el punto de vista estructural y a ellas se les ha realizado la evaluación de la Estabilidad Global (ver Anexo de Cálculos justificativos), el resumen de los anclajes se muestran, en los siguientes cuadros.

RESUMEN DE LOS RESULTADOS EN LAS SECCIONES RESPECTIVAS MARGEN IZQUIERDA
TABLA 4.1

ZONA	Alt.	Nivel	Carga (ton)	Cantidad de Anclaje	Tipo de Inyección	Tipo de Perno	Separación Horizontal (m)	Lo	Ángulo Vertical (°)
Sección Tramo 1	-8	1	51	1	IRS	Æ 32	3.05	11.00	25.0
Sección Tramo 2	-6	1	32	1	IRS	Æ 25	4.15	9.00	25.0
Sección Tramo 3	-8	1	51	1	IRS	Æ 32	3.05	11.00	25.0
Sección Tramo 4	-9	1	51	1	IRS	Æ 32	2.30	11.50	25.0
Sección Tramo 5	-6	1	32	1	IRS	Æ 25	4.15	9.00	25.0
Sección Tramo 6	-5	1	32	1	IRS	Æ 25	6.60	7.00	25.0
Sección Tramo 7	-5	1	32	1	IRS	Æ 25	6.60	7.00	25.0
Sección Tramo 8	-5	1	32	1	IRS	Æ 25	6.60	7.00	25.0
Sección Tramo 9	-9	1	51	1	IRS	Æ 32	2.30	11.50	25.0
Sección Tramo 10	-9	1	51	1	IRS	Æ 32	2.30	11.50	25.0
Sección Tramo 11	-8	1	51	1	IRS	Æ 32	3.05	11.00	25.0
Sección Tramo 12	-6	1	32	1	IRS	Æ 25	4.15	9.00	25.0



V. CALCULOS TABLESTACADO

ESTABILIDAD DE TALUD MARGEN IZQUIERDA

5.1. PROCEDIMIENTO DE LOS CÁLCULOS

En la optimización del diseño de las Tablestacados se han identificado 11 tramos, y para el cálculo se ha tomado la sección más crítica de dicho tramo, los cuáles se procedieron a calcular.

Las secciones críticas están relacionadas con la geología especialmente con la ubicación del Zapallal.

TABLA 5.1

RESUMEN DE LOS RESULTADOS EN LAS SECCIONES RESPECTIVAS-MARGEN IZQUIERDO									
ZONA	Altura	Nivel	Carga (ton)	Cantidad de anclajes (und)	Tipo de Inyección	Tipo de perno	Separación horizontal (m)	Lo (m)	Ángulo Vertical (°)
Seccion Tramo 1	-6	1	51	1	IRS	Ø 32	3.05	11.00	25.0
Seccion Tramo 2	-4	1	32	1	IRS	Ø 25	4.15	9.00	25.0
Seccion Tramo 3	-6	1	51	1	IRS	Ø 32	3.05	11.00	25.0
Seccion Tramo 4	-7	1	51	1	IRS	Ø 32	2.30	11.50	25.0
Seccion Tramo 5	-4	1	32	1	IRS	Ø 25	4.15	9.00	25.0
Seccion Tramo 6	-3	1	32	1	IRS	Ø 25	6.60	7.00	25.0
Seccion Tramo 7	-3	1	32	1	IRS	Ø 25	6.60	7.00	25.0
Seccion Tramo 8	-3	1	32	1	IRS	Ø 25	6.60	7.00	25.0
Seccion Tramo 9	-7	1	51	1	IRS	Ø 32	2.30	11.50	25.0
Seccion Tramo 10	-7	1	51	1	IRS	Ø 32	2.30	11.50	25.0
Seccion Tramo 11	-6	1	51	1	IRS	Ø 32	3.05	11.00	25.0
TOTAL ANCLAJES									

5.2. DISEÑO DE TABLESTACAS PREFABRICADAS CON CONCRETO PRETENSADO

Se ha elaborado un diseño típico de una tablestaca prefabricada de 8.0 m de longitud con concreto pretensado.

Las tablestacas son elementos estructurales que se usan para conformar muros de contención y soportar las fuerzas laterales de empuje producidas por las tierras a contener.



Para el diseño es importante saber la forma de trabajo del muro de contención. En el presente caso, sería empotrado en la base y anclado en la parte superior de forma similar al Muro de Tablestacas de concreto armado del Sistema de Defensas Ribereñas Existente en las Ciudades de Piura y Castilla. El terreno de fundación del muro es la formación terciaria conocida como Zapallal.

El diseño típico se ha elaborado para ciertos parámetros geotécnicos del suelo a contener y del suelo de fundación tomándose como referencia algunos valores del diseño del mencionado sistema existente, cuyo terreno de fundación es la conocida formación Zapallal.

Los diseños típicos se usarían como referencia para comparación con otros diseños de características y condiciones de trabajo similares a los diseños materia del presente trabajo. También podrían usarse como base para las adecuaciones y cálculos de otros diseños de características y condiciones similares.

5.2.1. PRINCIPALES CARACTERÍSTICAS

El diseño de la tablestaca prefabricada, se ha realizado para conformar un muro de tablestacas, trabajando empotrado en la base y anclado en la parte superior. El terreno de fundación es similar al de la formación Zapallal (FZ).

La tablestaca es de concreto pretensado con $f'c = 420 \text{ Kg / cm}^2$ con empotramiento de 2.00m y con relleno a contener de suelo granular R.

Las características de los suelos asumidas se indican en las consideraciones de diseño.

5.2.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

Para los cálculos de los coeficientes de empuje, presiones y empujes activos y pasivos de los suelos se ha usado la teoría de Rankine.

Para los cálculos se ha adoptado la sección típica y los parámetros geotécnicos de los suelos de relleno y de fundación, así mismo, se han tomado similares a los del sistema de defensas ribereñas existente de Piura y Castilla.

Del relleno se ha considerado dos tipos de materiales granulares R y R1 de características parecidas entre ellos:

Suelo granular R

Peso volumétrico saturado $\gamma_{sat} = 2,000 \text{ Kg / m}^3$

Angulo de fricción interna $\phi = 27^\circ$

Inclinación del terreno, Talud $Z = 2$

Suelo granular R1

Peso volumétrico saturado $\gamma_{sat} = 1,910 \text{ Kg / m}^3$

Angulo de fricción interna $\phi = 27^\circ$

De la fundación- Formación Zapallal (FZ)

Peso volumétrico saturado $\gamma_{sat} = 2,010 \text{ Kg / m}^3$

Angulo de fricción interna $\phi = 22^\circ$
Cohesión $c = 1.00 \text{ Kg / cm}^2$

5.2.3. PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

Se calcula primero los coeficientes de empuje activo y pasivo de los suelos, para luego calcular las presiones y los empujes activos y pasivos de los suelos. Para el análisis se ha empleado el croquis y las siguientes ecuaciones.

Croquis Sección Sistema de Defensas Existente y clases de suelos..

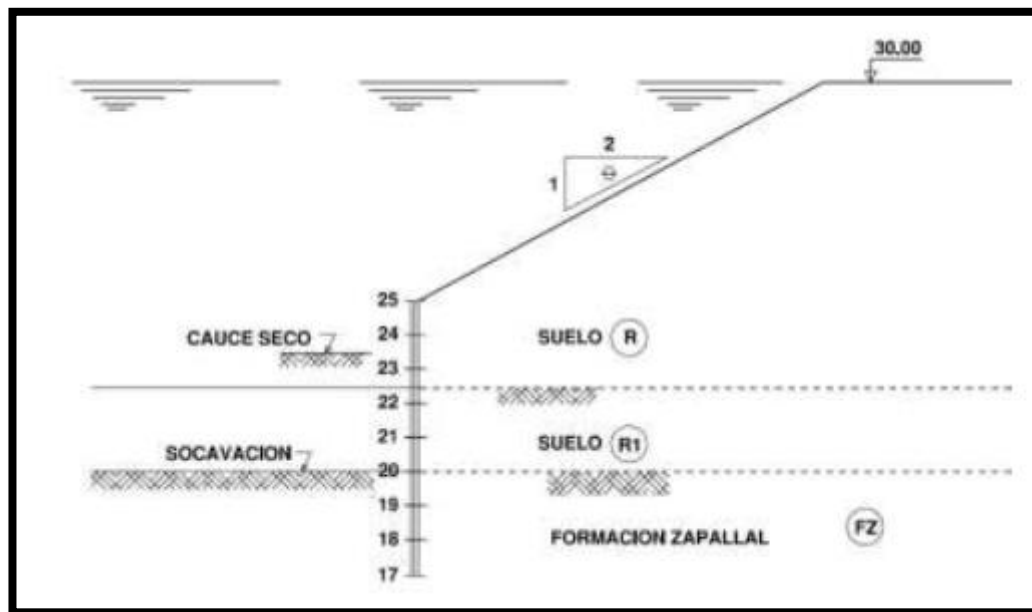


Fig. 5.1

Fuente: Propia

5.2.4. CÁLCULO DE COEFICIENTES

Coefficiente activo

Fórmula para el Caso General

$$K_a = \cos \theta \left(\frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \right)$$

Donde:

K_a = Coeficiente de empuje activo;

θ = Inclinación de la superficie, medida de la horizontal

ϕ = Ángulo de rozamiento para suelo sobre suelo



Coefficiente pasivo del suelo

Fórmula para el Caso general

$$K_p = \cos \theta \left(\frac{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \right)$$

Donde:

K_p = Coeficiente de empuje pasivo

θ = Inclinación de la superficie, medida de la horizontal

ϕ = Ángulo de rozamiento para suelo sobre suelo

5.2.5. CÁLCULO DE LAS PRESIONES ACTIVAS Y PASIVAS DE LOS SUELOS

Presión activa del suelo

La presión activa (P_h) y empuje activo a una profundidad h (H_{ah}) serán:

$$p_h = K_a \gamma h \qquad H_{ah} = \frac{p_h \times h}{2} \qquad H_{ah} = \frac{K_a \gamma h^2}{2}$$

Donde:

h = Profundidad a partir del extremo superior del muro

P_h = Presión unitaria activa a la profundidad h

γ = Peso específico del material;

H_{ah} = Fuerza hasta la profundidad h .

Presión pasiva del suelo

La presión pasiva y empuje pasivo a una profundidad h es:

$$p_p = K_p \gamma h \qquad H_p = \frac{K_p \gamma h^2}{2}$$

Donde:

P_p = Presión unitaria pasiva a la profundidad h

Sobrecarga

Para una sobrecarga uniformemente repartida s/c , la altura que corresponde a la sobrecarga será:

$$p_w = K_a s / c$$

5.3. DISEÑO TÍPICO DE TABLESTACA

La tablestaca es de concreto pretensado con $f'_c = 420 \text{ Kg / cm}^2$ y de 8 m de longitud, con un empotramiento en el terreno de fundación de 2.00 m (longitud mínima). El relleno a contener es suelo granular R.

Con estas consideraciones y las ecuaciones indicadas anteriormente se obtuvo el siguiente diagrama de presiones.

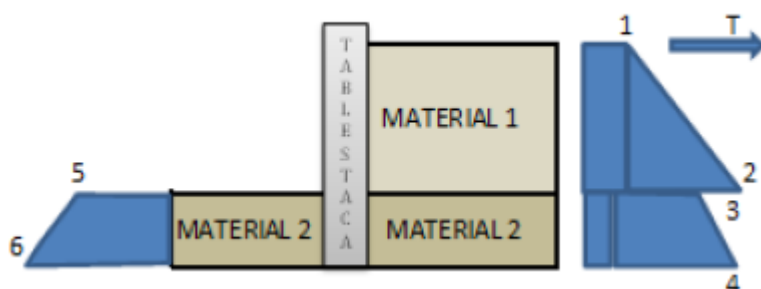


Figura N°5.2 Diagrama de presiones Tablestaca

Siendo las presiones:

	kg/m ²
1	138
2	4492
3	1711
4	3181
5	2224
6	9328

Hallamos la fuerza de tensión (T), haciendo sumatoria de fuerzas igual a cero.

$T = 2.77 \text{ ton.}$

Con las presiones halladas y la fuerza T, hallamos el momento máximo con la siguiente fórmula:

$$M_x = -\frac{K_a \left(\frac{s}{c} \right) x^2}{2} - \frac{K_a \gamma x^3}{6} + T x$$

$$V_x = -K_a \left(\frac{s}{c} \right) x - \frac{K_a \gamma x^2}{2} + T$$

El momento máximo se da cuando la cortante es cero. Hallamos el momento:

$M = 5.0 \text{ ton.m}$



Este resultado está dado por metro de longitud y además se encuentran en servicio.

Procedemos a multiplicarlo por 1.0m (ancho efectivo de la tablestaca) y por 1.7 para amplificarlo a momento último.

$M_u = 1.7 \cdot 1.0 \cdot 5.0 = 8.5 \text{ ton.m}$ (Momento de diseño a la rotura).

5.3.1. Especificaciones técnicas del pretensado:

Concreto:

Resistencia a la compresión (f'_c) = 420 kg/cm².

Tipo de cemento = Cemento Tipo MS

Resistencia mínima al soltar los torones = 250 kg/cm².

Acero de refuerzo (As):

ASTM A615 grado 60

Esfuerzo de fluencia (f_y) = 4200 kg/cm².

Acero de pretensado (Asp):

ASTM A416 grado 270

Resistencia a la tracción (f_{pu}) = 18900 kg/cm².

Carga estable por torón = 11.20 ton.

5.3.2. Verificación de esfuerzos en la sección pretensada:

Etapla Inicial:

Se verificará los esfuerzos en la etapa inicial y para ello se deberá considerar la fuerza de tensado inicial (antes de las pérdidas).

Para el presente caso es de 14.00 ton. por cada torón (6 en total).

Esfuerzo máximo aplicado = $6 \times 14000 / (25 \times 100) = -33.60 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo máximo admisible = $0.6 \times f'_{ci} = 0.6 \times 250 = -150.00 \text{ kg/cm}^2$

Se verifica que el esfuerzo de compresión aplicado en la etapa inicial es menor al admisible.

Etapla Final:

Para la verificación en la etapa final, se deberá tomar en cuenta el preesfuerzo (con carga estable 11.20ton. por cada torón) más todas las cargas actuantes, en servicio:

Esfuerzo por torones = $6 \times 11200 / (25 \times 100) = -26.88 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo por flexión = $5 \times 100000 \times 12.5 / 130208 = -48.00 \text{ kg/cm}^2$

Total esfuerzo actuante en etapa inicial = -74.88 kg/cm^2

Esfuerzo máximo admisible = $0.6 \times f'_c = 0.6 \times 420 = -252.00 \text{ kg/cm}^2$

Se verifica que el esfuerzo actuante en compresión en la etapa final es menor al admisible.

5.3.3. Momento resistente a la rotura:

Considerando un área de acero adherido de 3 torones de 1/2" ($A_{sp} = 2.94\text{cm}^2$) + 2 \emptyset 5/8" ($A_s = 3.98\text{cm}^2$) en cada cara de la tablestaca y un peralte efectivo del pretensado (d_p) igual a 18.50 cm, se tiene un momento resistente a la rotura de:

$$\phi M_n = 10.08 \text{ ton-m.}$$

Se verifica que el momento resistente a la rotura (10.08 ton.m) es mayor que el esfuerzo último ($M_u = 8.50 \text{ ton.m}$), por lo que el diseño es adecuado.

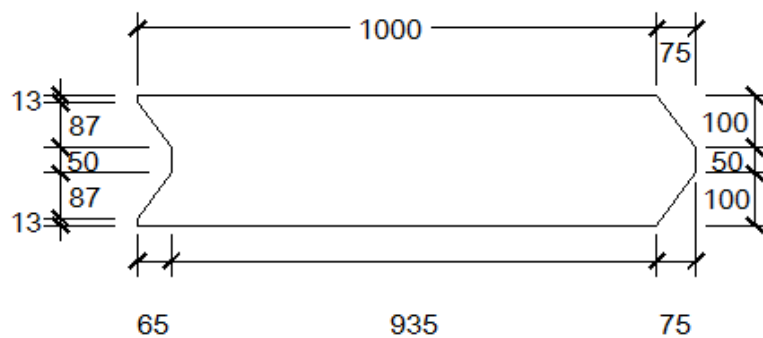


Figura N° 5.3 Sección transversal de Tablestaca

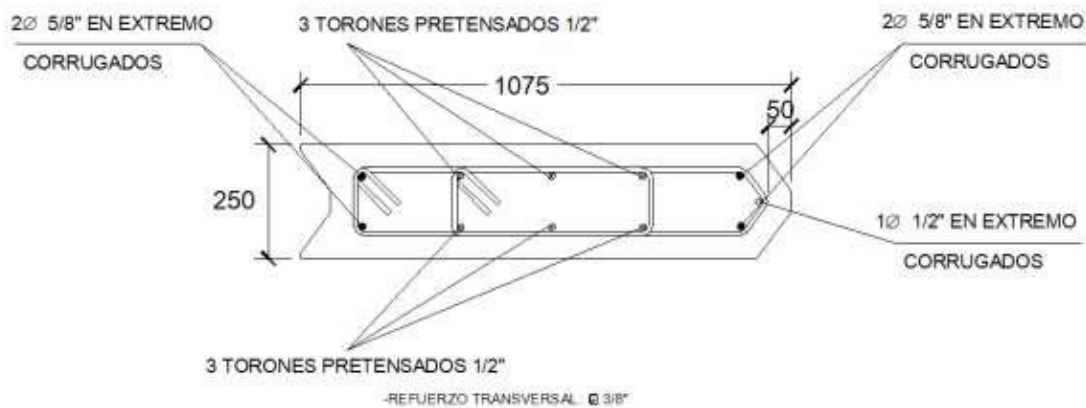


Figura N° 5.4 Detalle de refuerzo tablestaca



VI. CONCLUSIONES

- La propuesta de delimitación de la Faja Marginal en el río Piura, en el tramo de la Presa Los Ejidos hasta el Puente Cáceres, tiene por finalidad definir un área intangible para ambas margen entre límite superior de la ribera y la faja marginal, donde se evitará la ocupación de terrenos aledaños de poblaciones, cultivos y otros.
- La delimitación de la faja marginal en todo el tramo estudiado, no implica la modificación de la propiedad de los terrenos donde se ubican estas, pero si restricciones en el uso de tales áreas, en concordancia con los criterios detallados y los objetivos que la ley define para fajas marginales.
- Entre la progresiva 0+170 hasta 0+360 de la margen izquierda, en el Caserío de Miraflores, las nuevas defensas ribereñas y faja marginal recaen dentro de propiedad privada.
- Los trabajos realizado en el río Piura en el tramo Presa Los Ejidos hasta el Puente Cáceres como parte de este estudio de Delimitación de la Faja Marginal, debe continuar, como un proceso sostenible y de largo plazo en toda la longitud del río.

VII. RECOMENDACIONES

- Se recomienda usar el software Hec-Ras 5.0.7, para el modelamiento de cauces naturales, porque constituye una herramienta muy útil para modelar los ríos y encontrar sus respectivas áreas de inundación así mismo nos proporciona parámetros confiables para poder diseñar nuestros diques y encontrar su respectiva ubicación y longitud.
- Para mantener los niveles de corona de los Diques proyectados, se deberá tener en cuenta la descolmatación del cauce del río Nepeña en la zona de influencia de estos, principalmente después de cada año hidrológico clasificado como húmedo. Esta recomendación es principalmente para los tramos donde se encuentran proyectados los Diques.
- Es importante señalar que el trazo presentado no es definitivo, el mismo que tendrá que replantearse en las próximas etapas de los estudios, hasta llegar al trazo definitivo para la ejecución de la obra; sin embargo estas variaciones del alineamiento no inciden en los niveles de corona, niveles de cimentación, diámetro de roca, curvas de descarga y otros parámetros presentados, por estar considerados en la sensibilidad del borde libre y en las condiciones de borde de las simulaciones realizadas.

VIII. BIBLIOGRAFIAS

- Delgado Cáceres, Venegas Echarre - tesis “Evaluación del comportamiento estructural de las defensas ribereñas a base de gaviones en el río Huatanay”– Cusco (Febrero 2014).
- Henry Coral Falcón – Tesis – “ Diseño de la Defensa Ribereña de Shanao”, Tarapoto (1998)
- MECANICA DE SUELOS TOMO II (Teoria y Aplicaciones de la mecánica de suelos) ; Juarez Badillo, Rico Rodriguez; Tercera Edicion, Editorial Limusa ;1984; Mexico
- Tesis “DEFENSAS RIBEREÑAS CON GAVIONES EN EL NORTE DEL PERÚ”
Autor: Daniel Paulet Rodriguez
- YAÑEZ PORTAL Proyecto de tesis “ Defensa ribereña con gaviones”, Diciembre 2011